



TUGAS AKHIR - RC 091380

MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG RESEARCH CENTER INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA MENGGUNAKAN STRUKTUR BAJA DENGAN SISTEM RANGKA PEMIKUL MOMEN BIASA

FEBRY ARDIANSYAH
NRP 3111 106 006

DOSEN PEMBIMBING
Endah Wahyuni, ST., M.Sc., Ph.D
Ir. R. Soewardoyo, MSc

JURUSAN TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2014



TUGAS AKHIR - RC 091380

**MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG RESEARCH CENTER
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA MENGGUNAKAN STRUKTUR BAJA
DENGAN SISTEM RANGKA PEMIKUL MOMEN BIASA**

FEBRY ARDIANSYAH
NRP 3111 106 006

DOSEN PEMBIMBING
Endah Wahyuni, ST., M.Sc., Ph.D
Ir. R. Soewardojo, MSc

JURUSAN TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2014



FINAL PROJECT - RC 091380

MODIFICATION OF RESEARCH CENTER BUILDING SEPULUH NOPEMBER INSTITUTE OF TECHNOLOGY USING STEEL STRUCTURE WITH ORDINARY MOMENT RESISTING FRAME SYSTEM

FEBRY ARDIANSYAH
NRP 3111 106 006

CONSELLOR LECTURER
Endah Wahyuni, ST., M.Sc., Ph.D
Ir. R. Soewardoyo, MSc

DEPARTMENT OF CIVIL ENGINEERING
Faculty of Civil Engineering and Planning
Sepuluh Nopember Institute of Technology
Surabaya 2014



FINAL PROJECT - RC 091380

**MODIFICATION OF RESEARCH CENTER BUILDING
SEPULUH NOPEMBER INSTITUTE OF TECHNOLOGY
USING STEEL STRUCTURE WITH ORDINARY MOMENT
RESISTING FRAME SYSTEM**

FEBRY ARDIANSYAH
NRP 3111 106 006

CONSELLOR LECTURER
Endah Wahyuni, ST., M.Sc., Ph.D
Ir. R. Soewardoyo, MSc

DEPARTMENT OF CIVIL ENGINEERING
Faculty of Civil Engineering and Planning
Sepuluh Nopember Institute of Technology
Surabaya 2014

**MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG RESEARCH
CENTER INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH
NOPEMBER SURABAYA MENGGUNAKAN STRUKTUR
BAJA DENGAN SISTEM RANGKA PEMIKUL MOMEN
BIASA**

TUGAS AKHIR

Diajukan Untuk Memenuhi Salah Satu Syarat
Memperoleh Gelar Sarjana Teknik
pada
Program Sarjana Jurusan Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

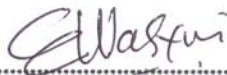
Oleh :

FEBRY ARDIANSYAH
NRP. 3111 106 006

Disetujui oleh Pembimbing Tugas Akhir,

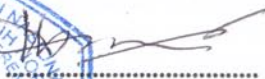
1. **ENDAH WAHYUNI, ST.MSc.Ph.D**

Nip. 197002011995122001



2. **Ir. R. SOEWARDJO, MSc**

Nip. 19481130197121001



SURABAYA

JULI, 2014

**MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG RESEARCH
CENTER INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH
NOPEMBER SURABAYA MENGGUNAKAN STRUKTUR
BAJA DENGAN SISTEM RANGKA PEMIKUL MOMEN
BIASA**

Nama Mahasiswa : Febry Ardiansyah
NRP : 3111106006
Jurusan : Teknik Sipil FTSP-ITS
Dosen Pembimbing : Endah Wahyuni, ST.MSc.Ph.D
Ir. R. Soewardoyo, MSc

Abstrak

Baja memiliki kekuatan yang bervariasi dari 300 MPa sampai 2000 MPa. Dengan kekuatan tinggi ini mengakibatkan struktur yang terbuat dari baja lebih ringan daripada struktur lain. Sehingga kebutuhan pondasi juga akan semakin kecil. Dari ringannya struktur tersebut membuat biaya konstruksi akan lebih ekonomis.

Gedung *Research Center* Institut Teknologi Sepuluh Nopember Surabaya adalah salah satu gedung penunjang kegiatan keilmuan yang ada di ITS. Gedung ini dibangun dari konstruksi beton sebanyak sebelas lantai. Pada Tugas Akhir ini dilakukan modifikasi terhadap struktur gedungnya yang awalnya menggunakan struktur beton menjadi struktur baja memakai Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa (SRPMB).

Untuk merencanakan desain strukturnya menggunakan pedoman PPIUG 1983, Tata Cara Perencanaan Struktur Baja untuk Bangunan Gedung (SNI 03-1729-2002) dan Tata Cara

Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung (SNI 03-1726-2012).

Tugas akhir ini menghasilkan perencanaan struktur gedung baja yang meliputi perencanaan struktur sekunder yaitu tangga, pelat lantai, pelat atap, balok lift dan balok anak. Dan struktur primer yang terdiri dari balok induk menggunakan WF 600x200x11x17, kolom menggunakan profil *kingcross* K 588x300x12x20 6 dan K 500x200x10x16 serta menggunakan pondasi tiang pancang dengan diameter 50 cm yang sudah memenuhi persyaratan keamanan.

Kata Kunci: *Baja, komposit, Sistem rangka pemikul momen biasa, gempa,*

**MODIFICATION OF RESEARCH CENTER BUILDING
SEPULUH NOPEMBER INSTITUTE OF TECHNOLOGY
USING STEEL STRUCTURE WITH ORDINARY
MOMENT RESISTING FRAME SYSTEM**

Student Name : Febry Ardiansyah
NRP : 3111106006
Department : Civil Engineering, FTSP-ITS
Supervisor : Endah Wahyuni, ST.MSc.Ph.D
Ir. R. Soewardoyo, MSc

Abstract

Steel has varying strength from 300 MPa up to 2000 MPa. With these results in high strength structural steel is lighter than other structures. So that the foundation needs also will be smaller. The structure of the severity of the construction cost will be more economical.

Research Center, Sepuluh Nopember Institute of Technology Building is one of the building supporting scientific activities in Sepuluh Nopember Institute of Technology. The building was built form concrete construction in eleven floors. In this final project will be carried out modifications to the structure of the building that originally used the concrete structure into a steel structure using Ordinary Moment Resisting System .

To plan the structure design using the guidelines (PPIUG 1983), Planning Procedures Steel Structures for Buildings (SNI

03-1729-2002) and Procedure Planning for Earthquake Resistance of Building Structures and Non-Building (SNI 03-1726-2012).

The final project resulted in the steel building structure which includes planning of secondary structure as staircase, floor plate, roof plate, lift beams and secondary beam. And primary structure consisting of main beam used WF 600x200x11x17, the column used profiles kingcross K 588x300x12x20 and K 500x200x10x16 and used pile foundation with a diameter of 50 cm that meet the security requirements.

Keyword: *Steel, Composit, Ordinary moment resisting frame system, Earthquake,*

KATA PENGANTAR

Puji syukur kami panjatkan kehadiran Allah SWT atas segala limpahan rahmat, hidayah, dan karunia-Nya, serta shalawat dan salam yang selalu tercurah kepada pemimpin kita Nabi Muhammad SAW sehingga kami dapat menyelesaikan dan menyusun Tugas Akhir ini.

Tersusunnya Tugas Akhir ini juga tidak terlepas dari dukungan dan motivasi dari berbagai pihak yang telah banyak membantu dan memberi masukan serta arahan kepada kami. Untuk itu kami ucapkan terima kasih terutama kepada :

1. Orang tua dan saudara-saudara saya yang senantiasa mendoakan serta memberikan dorongan dan semangat selama proses penyusunan Tugas Akhir ini.
2. Ibu Endah Wahyuni, ST,MSc,Ph.D., selaku dosen pembimbing I dan Bapak Ir. R. soewardojo, MSc selaku dosen pembimbing II yang selalu memberikan pengarahan, dukungan, motivasi, dan ilmu yang tidak ternilai harganya.
3. Bapak Edijatno, ST.,MT.,Ph.D. selaku Dosen Wali .
4. Segenap dosen, staf pengajar dan staf tata usaha yang telah memberikan segala ilmu, pengetahuan, bantuan dan kemudahan kepada penulis selama menjalani kuliah di Teknik Sipil ITS.
5. Teman-teman seperjuangan LJ-11 dan semua rekan mahasiswa Teknik Sipil ITS lainnya.
6. Seluruh pihak yang tidak dapat disebutkan satu persatu yang telah membantu penulis dalam menyelesaikan Tugas Akhir.

Kami menyadari bahwa dalam penyusunan Tugas Akhir ini masih banyak kekurangan dan masih jauh dari sempurna, untuk itu kami mengharapkan kritik dan saran yang membangun demi kesempurnaan Tugas Akhir ini.

Akhir kata, semoga apa yang kami sajikan dapat memberikan manfaat bagi pembaca dan semua pihak.

Surabaya, 18 Juni 2014

Penyusun

DAFTAR ISI

| | |
|-------------------------|-----|
| Halaman Judul Indonesia | |
| Halaman Judul Inggris | |
| Lembar Pengesahan | |
| Abstrak Indonesia | i |
| Abstrak Inggris | iii |
| Kata Pengantar | v |
| Daftar Isi | vii |
| Daftar Gambar | xii |
| Daftar Tabel | xvi |

BAB 1 PENDAHULUAN

| | |
|-----------------------------|---|
| 1.1 Latar Belakang | 1 |
| 1.2 Perumusan Masalah | 2 |
| 1.3 Tujuan | 2 |
| 1.4 Batasan Masalah | 2 |
| 1.5 Manfaat | 2 |

BAB II TINJAUAN PUSTAKA

| | |
|---|----|
| 2.1 Umum | 4 |
| 2.1.1 Keuntungan Baja Sebagai Bahan Konstruksi..... | 4 |
| 2.2 Konsep Perencanaan LRFD | 5 |
| 2.3 Konsep Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa..... | 6 |
| 2.3.1 Sambungan Balok-Kolom..... | 6 |
| 2.3.2 Pelat Terusan..... | 7 |
| 2.4 Dek Baja Gelombang | 8 |
| 2.5 Balok Komposit | 9 |
| 2.5.1 Defleksi Pada Balok Komposit | 10 |
| 2.6 Kolom | 11 |

| | |
|---|----|
| 2.6.1 Perencanaan Elemen Struktur Akibat Gaya Tekan | 11 |
| 2.6.2 Karakteristik Batang Tekan..... | 12 |
| 2.7 Sambungan..... | 13 |
| 2.8 Struktur Pondasi..... | 14 |

BAB III METODOLOGI

| | |
|---|----|
| 3.1 Diagram alir Penyelesaian Tugas akhir | 15 |
| 3.2 Pengumpulan Data dan Literatur | 16 |
| 3.3 Preliminary Desain..... | 17 |
| 3.4 Perencanaan Struktur Sekunder | 18 |
| 3.5 Perhitungan Beban Struktur | 18 |
| 3.6 Pemodelan Struktur..... | 19 |
| 3.7 Kontrol Desain | 19 |
| 3.7.1 Perhitungan Balok Komposit | 19 |
| 3.7.2 Perhitungan kolom | 25 |
| 3.7.3 Kontrol Sambungan | 28 |
| 3.7.3.1 Sambungan Baut | 28 |
| 3.7.3.2 Sambungan Las | 30 |
| 3.7.4 Perhitungan struktur Bawah..... | 31 |
| 3.7.4.1`Pondasi Tiang Pancang..... | 31 |
| 3.7.4.2 Repastisi Beban-Beban Tiang Kelompok . | 34 |
| 3.7.5 Perhitungan Poer | 35 |
| 3.7.5.1`Kontrol Geser Pons..... | 35 |
| 3.7.5.2 Penulangan Poer..... | 36 |
| 3.7.6 Perencanaan Sloof..... | 36 |
| 3.8 Penggambaran Teknik | 36 |
| 3.9 Kesimpulan | 37 |

BAB IV PERENCANAAN STRUKTUR SEKUNDER

| | |
|---|----|
| 4.1 Perencanaan Tangga | 38 |
| 4.1.1 Data- Data Perencanaan Tangga | 38 |

| | |
|--|----|
| 4.1.2 Perencanaan Pelat Anak Tangga | 40 |
| 4.1.3 Perencanaan Pelat Bordes | 41 |
| 4.1.4 Perencanaan Balok Utama Tangga | 41 |
| 4.1.5 Perencanaan Balok Penumpu Tangga | 49 |
| 4.2 Perencanaan Pelat Lantai | 53 |
| 4.2.1 Perencanaan Pelat Lantai Atap..... | 53 |
| 4.2.2 Perencanaan Pelat Lantai | 54 |
| 4.3 Perencanaan Balok anak..... | 55 |
| 4.3.1 Perencanaan Balok Anak Lantai | 56 |
| 4.3.2 Perencanaan Balok Anak Atap..... | 67 |
| 4.4 Perencanaan Balok Lift..... | 78 |
| 4.4.1 Balok Penumpu Lift | 78 |

BAB V PEMODELAN STRUKTUR

| | |
|--|----|
| 5.1 Data Gedung | 85 |
| 5.2 Pembebanan | 85 |
| 5.2.1 Beban Mati | 86 |
| 5.2.2 Beban Hidup..... | 86 |
| 5.2.3 Beban Gempa | 87 |
| 5.3 Analisa Beban Gempa..... | 87 |
| 5.3.1 Kontrol Nilai akhir Respon Spektrum..... | 92 |
| 5.3.2 Kontrol Partisipasi Massa | 93 |
| 5.3.3 Kontrol Simpangan | 94 |
| 5.3.4 Kontrol Waktu Getar alami | 96 |
| 5.3.5 Analisis T-Rayleigh | 97 |

BAB VI PERENCANAAN STRUKTUR PRIMER

| | |
|--|-----|
| 6.1 Analisis Desain | 100 |
| 6.2 Perencanaan Elemen Struktur Primer | 101 |
| 6.2.1 Perhitungan Elemen Balok..... | 101 |
| 6.2.2 Perhitungan Kolom | 113 |

| | |
|--|-----|
| 6.3 Perencanaan Sambungan | 123 |
| 6.3.1 Sambungan Kolom Dengan Kolom | 123 |
| 6.3.2 Sambungan Kolom Dengan <i>Base Plate</i> | 130 |
| 6.3.3 Sambungan Kolom Dengan Balok Induk..... | 137 |
| 6.3.4 Sambungan Balok Anak Dengan Balok Induk | 145 |

BAB VII PONDASI

| | |
|---|-----|
| 7.1 Umum | 149 |
| 7.2 Perencanaan Pondasi Tiang Pancang | 149 |
| 7.2.1 Perhitungan daya dukung | 150 |
| 7.2.2 Kelompok Tiang Pancang | 153 |
| 7.3 Perhitungan Pondasi Tiang Pancang | 154 |
| 7.3.1 P Akibat Pengaruh Beban Tetap | 154 |
| 7.3.2 P Akibat Pengaruh Beban Sementara | 156 |
| 7.3.3 Penulangan Poer | 158 |
| 7.3.4 Perhitungan Kontrol Geser Ponds | 165 |
| 7.4 Perhitungan Sloof Pondasi | 166 |
| 7.4.1 Penulangan Lentur Sloof..... | 167 |
| 7.4.2 Penulangan Geser Sloof | 169 |

BAB VIII PENUTUP

| | |
|----------------------|-----|
| 8.1 Kesimpulan | 170 |
| 8.2 Saran | 171 |

Daftar Pustaka

Lampiran

DAFTAR TABEL

| | | |
|-----------|--|-----|
| Tabel 3.1 | Tabel Perencanaan Modifikasi..... | 17 |
| Tabel 3.2 | Ukuran Minimum Las Sudut..... | 30 |
| Tabel 5.1 | Perhitungan besarnya distribusi beban geser akibat gempa. | 92 |
| Tabel 5.2 | <i>Base Shear</i> Respon Spektrum | 93 |
| Tabel 5.3 | Tabel Ratio Partisipasi Massa | 94 |
| Tabel 5.4 | Kontrol Simpangan Arah-X | 95 |
| Tabel 5.5 | Kontrol Simpangan Arah-Y | 95 |
| Tabel 5.6 | Output Periode dari Program Etabs..... | 96 |
| Tabel 5.7 | <i>T-rayleigh</i> dalam arah x (T_x) | 98 |
| Tabel 5.8 | <i>T-rayleigh</i> dalam arah y (T_y) | 98 |
| Tabel 7.1 | Gaya Geser Pada Keliling Permukaan Tiang, Digolongkan Menurut Lapisan Tanah | 152 |

DAFTAR GAMBAR

| | | |
|-------------|---|----|
| Gambar 2.1 | Penampang Melintang Dek Baja Gelombang..... | 9 |
| Gambar 2.2 | Penampang Balok Komposit | 10 |
| Gambar 2.3 | Tipe Sambungan | 14 |
| Gambar 3.1 | Diagram Alir Metodologi Penyelesaian Tugas Akhir | 15 |
| Gambar 3.2 | Distribusi Tegangan Plastis | 21 |
| Gambar 3.3 | Distribusi Tegangan Negatif..... | 22 |
| Gambar 4.1 | Denah Tangga..... | 39 |
| Gambar 4.2 | Potongan 1-1 | 39 |
| Gambar 4.3 | Model Mekanika Pembebanan Tangga | 43 |
| Gambar 4.4 | Bidang M Tangga | 45 |
| Gambar 4.5 | Bidang D Tangga..... | 46 |
| Gambar 4.6 | Bidang N Tangga..... | 46 |
| Gambar 4.7 | Model Mekanika Pembebanan Balok Penumpu Tangga | 50 |
| Gambar 4.8 | Potongan Pelat Lantai Atap | 54 |
| Gambar 4.9 | Potongan Pelat Lantai 1 – 14 | 55 |
| Gambar 4.10 | Denah Balok Anak Lantai BA1 | 56 |
| Gambar 4.11 | Model Mekanika Pembebanan Balok BA1 sebelum komposit | 57 |
| Gambar 4.12 | Model Mekanika Pembebanan Balok BA1 setelah komposit | 60 |
| Gambar 4.13 | Penampang Komposit Balok Anak BA1 | 63 |
| Gambar 4.14 | Penampang Transformasi Balok Anak BA1 | 64 |
| Gambar 4.15 | Denah Balok Anak Lantai BAA1 | 67 |
| Gambar 4.16 | Model Mekanika Pembebanan Balok BAA1 sebelum komposit | 68 |
| Gambar 4.17 | Model Mekanika Pembebanan Balok BAA1 setelah komposit | 71 |
| Gambar 4.18 | Penampang Komposit Balok Anak BAA1 | 74 |
| Gambar 4.19 | Penampang Transformasi Balok Anak BAA1 | 75 |
| Gambar 4.20 | Denah Struktur Lift..... | 78 |
| Gambar 4.21 | Model pembebanan balok penumpu lift | 79 |
| Gambar 4.22 | Posisi MA, MB, MC..... | 82 |
| Gambar 5.1 | Respon Spektrum Rencana..... | 90 |

| | | |
|-------------|---|-----|
| Gambar 6.1 | Ragam perbandingan tahanan elemen struktur terhadap gaya dalam..... | 100 |
| Gambar 6.2 | Penampang Balok Dengan Profil WF..... | 102 |
| Gambar 6.3 | Gaya dalam momen ujung terbesar | 106 |
| Gambar 6.4 | Gaya dalam momen tengah bentang..... | 106 |
| Gambar 6.5 | Gaya dalam momen ujung terkecil | 107 |
| Gambar 6.6 | Gaya dalam momen ujung terbesar | 112 |
| Gambar 6.7 | Gaya dalam momen tengah bentang..... | 112 |
| Gambar 6.8 | Gaya dalam momen ujung terkecil | 113 |
| Gambar 6.9 | Penampang Kolom Dengan Profil <i>Kingcroos</i> | 114 |
| Gambar 6.10 | Pemodelan Letak Kolom Lantai 1-6..... | 116 |
| Gambar 6.11 | Pemodelan Letak Kolom Lantai 1-5..... | 121 |
| Gambar 6.12 | Sambungan kolom dengan kolom | 124 |
| Gambar 6.13 | Sambungan Las pada <i>Baseplate</i> | 130 |
| Gambar 6.14 | Desain baseplate arah x | 132 |
| Gambar 6.15 | Desain baseplate arah y | 135 |
| Gambar 6.16 | Gaya Pada Balok-Kolom | 138 |
| Gambar 6.17 | Sambungan Balok dan Kolom..... | 139 |
| Gambar 6.18 | Gaya-gaya yang bekerja pada profil T..... | 141 |
| Gambar 6.19 | Sambungan balok anak dengan balok induk | 146 |
| Gambar 6.20 | Detail pelat siku pada gelagar..... | 147 |
| Gambar 7.1 | Diagram intensitas daya dukung tanah pondasi pada ujung tiang | 151 |
| Gambar 7.2 | Arah gaya pada poer akibat beban tetap | 155 |
| Gambar 7.3 | Pembebanan PC-1 (arah sumbu x) | 162 |
| Gambar 7.4 | Pembebanan PC-1 (arah sumbu y) | 163 |
| Gambar 7.5 | Penampang kritis PC-1 | 165 |
| Gambar 7.6 | Diagram interaksi sloof 60/80 | 168 |
| Gambar 7.7 | Penampang Sloof 60/80..... | 170 |

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Saat ini, telah banyak bangunan yang menggunakan konstruksi baja untuk strukturnya sebagai pengganti beton bertulang konvensional. Konstruksi baja semakin diminati karena mempunyai beberapa keuntungan kekuatannya yang lebih tinggi dari beton, bisa disambung dengan mudah, elastis, kemudahan pemasangan di lapangan dan sifat daktilitas dimana sifat ini membuat struktur baja mampu mencegah terjadinya proses robohnya bangunan secara tiba-tiba misalnya pada peristiwa gempa bumi.

Disamping dari beberapa kelebihan konstruksi baja tersebut, dari sisi kekuatan, baja bervariasi dari 300 MPa sampai 2000 MPa. Kekuatan yang tinggi ini mengakibatkan struktur yang terbuat dari baja lebih ringan daripada struktur yang lain. Dengan demikian kebutuhan pondasi juga akan semakin kecil. Dari ringannya struktur tersebut membuat biaya konstruksi akan lebih ekonomis. (Salmon, 1999)

Pada tahun 2013 di Institut Teknologi Sepuluh Nopember Surabaya (ITS) dilaksanakan beberapa proyek pembangunan gedung untuk menunjang kegiatan keilmuan yang ada di ITS. Salah satunya adalah pembangunan Gedung Research Center yang dibangun sebanyak sebelas lantai dengan menggunakan konstruksi beton. Dengan mengacu pernyataan di atas, maka penulis berencana memodifikasi struktur utama yang awalnya dari beton menjadi konstruksi baja dengan Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa (SRPMB). Digunakan SRPMB karena gedung yang akan didesain hanya memiliki sebelas lantai saja dan berada di Kota Surabaya yang memiliki resiko gempa relatif kecil. Sehingga diperkirakan dengan SRPMB sudah cukup kuat untuk digunakan sebagai sistem strukturnya.

Untuk perhitungan struktur, dalam tugas akhir ini menggunakan persyaratan keamanan konstruksi berdasarkan

peraturan yang ada yaitu Tata Cara Perencanaan Struktur Baja untuk Bangunan Gedung (SNI 03-1729-2002) dan Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung (SNI 03-1726-2012).

1.2. Perumusan Masalah

Permasalahan yang ada di dalam Tugas Akhir ini adalah :
Bagaimana memodifikasi bangunan Research Center Institut Teknologi Sepuluh Nopember Surabaya dari konstruksi beton menjadi konstruksi baja dengan sitem rangka pemikul rangka momen biasa

1.3. Tujuan

Tujuan dari di susunnya Tugas akhir ini adalah :
Memodifikasi bangunan Research Center Institut Teknologi Sepuluh Nopember Surabaya dari konstruksi beton menjadi konstruksi baja dengan sitem rangka pemikul rangka momen biasa

1.4. Batasan Masalah

Batasan pembahasan yang terdapat pada tugas akhir ini adalah :

1. Elemen yang ditinjau meliputi :
 - Struktur atas : struktur baja
 - Struktur bawah : pondasi tiang pancang
2. Perencanaan struktur mengacu pada pada SNI 03-1729-2002.
3. Pembebanan dihitung berdasarkan PPIUG 1983
4. Beban Gempa dihitung berdasarkan SNI-03-1726-2012.
5. Tidak menganalisa manajemen konstruksi dan metode pelaksanaan.
6. Tidak menghitung biaya konstruksi (RAB).

1.5. Manfaat

1. Memberikan alternatif/pilihan dalam perencanaan struktur

2. Memberikan referensi tentang mendesain / merencanakan gedung dengan struktur baja menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa
3. Memberikan referensi perhitungan beban gempa terbaru berdasarkan SNI 03-1726-2012 pada struktur baja.

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Umum

Sejak akhir abad ke-19 metode pengolahan baja yang murah dikembangkan secara luas. Kerangka baja yang menyanggah konstruksi pelat beton bertulang yang dicor ditempat, sebelumnya didesain berdasarkan asumsi bahwa pelat beton dan baja dalam menahan beban bekerja secara terpisah. Pengaruh komposit dari pelat beton dan baja yang bekerja bersama-sama tidak diperhitungkan. Pengabaian ini berdasarkan asumsi bahwa ikatan antara pelat beton dengan bagian atas balok baja tidak dapat diandalkan. Namun dengan berkembangnya teknik pengelasan, pemakaian alat penyambung geser (*shear connector*) mekanis menjadi praktis untuk menahan gaya geser horizontal yang timbul ketika batang terlentur (*Salmon & Johnson, 1999*).

2.1.1. Keuntungan Baja Sebagai Bahan Konstruksi

Baja memiliki beberapa sifat yang menguntungkan, yaitu :

1. Kekuatan Tinggi.

Bahan baja meskipun dari jenis yang paling rendah kekuatannya, tetap memiliki perbandingan per volume lebih tinggi apabila dibandingkan dengan bahan-bahan bangunan lainnya yang umum dipakai. Hal ini memungkinkan perencanaan sebuah konstruksi baja bias mempunyai beban mati yang lebih rendah untuk bentang yang panjang, sehingga memberikan kelebihan ruang dan volume yang dapat dimanfaatkan akibat langsingnya profil-profil yang dipakai. (*Amon, Knobloch, and Mazumder, 1999*).

2. Kemudahan Pemasangan.

Semua bagian-bagian dari konstruksi baja bias dipersiapkan di bengkel, sehingga satu-satunya kegiatan yang dilakukan di lapangan ialah kegiatan pemasangan bagian-bagian konstruksi yang telah disiapkan. (*Amon, Knobloch, and Mazumder, 1999*)

3. Daktilitas.

Sifat dari baja yang dapat mengalami deformasi besar dibawah pengaruh tegangan tarik yang tinggi tanpa hancur atau putus, dengan adanya sifat ini membuat struktur baja mampu mencegah terjadinya proses robohnya bangunan secara tiba-tiba. (Amon, Knobloch, and Mazumder, 1999)

4. Elastis.

Baja mengikuti hukum Hooke, dimana sampai dengan tegangan cukup tinggi Modulus Elastisitas dari konstruksi baja dapat dihitung dengan tepat tidak sebagaimana pada beton. (Marwan & Isdarmanu, 2006)

2.2 Konsep Perencanaan LRFD (*Load Resistance Factor Design*)

Dulu dalam merencanakan bangunan struktur baja, Indonesia menganut konsep perencanaan berdasarkan tegangan kerja atau yang lebih dikenal dengan Allowable Stress Design (ASD). Namun, dalam kurun waktu 25 tahun terakhir prinsip perencanaan telah bergeser ke konsep LRFD yang lebih rasional dengan berdasarkan pada konsep probabilitas (Setiawan, 2008).

Metode ini berdasarkan pada konsep keadaan batas (*limit state*), yaitu suatu keadaan dimana struktur atau elemen struktur didesain sampai menunjukkan perilaku tidak dapat berfungsi lagi. Ada dua kategori yang menyatakan keadaan batas (*limit state*):

- *Strength limit state* : kemampuan struktur memikul beban
- *Serviceability limit state* : kelakuan struktur memikul beban

Kuat rencana setiap komponen struktur tidak boleh kurang dari kekuatan yang dibutuhkan berdasarkan kombinsai pembebanan LRFD

$$R_u \leq \phi R_n$$

Dimana : R_u = kuat rencana

R_n = kuat nominal

ϕ = faktor reduksi

2.3 Konsep Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa (SNI 03-1729-2002)

Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa merupakan sistem yang memiliki deformasi inelastik dan tingkat daktilitas yang paling kecil tapi memiliki kekuatan yang besar, oleh karena itu desain SRPMB dapat memakai persyaratan “*Strong Column Weak Beam*” yang dipakai untuk mendesain struktur yang mengandalkan daktilitas yang tinggi. Sistem ini masih jarang digunakan untuk wilayah gempa yang besar namun efektif untuk wilayah gempa yang kecil.

SRPMB diharapkan dapat mengalami deformasi inelastis secara terbatas pada komponen struktur dan sambungan-sambungannya akibat gaya gempa rencana. SRPMB harus memenuhi persyaratan pada butir-butir di bawah ini.

2.3.1 Sambungan Balok – Kolom

Sambungan balok-ke-kolom harus menggunakan las atau baut mutu tinggi. Dapat digunakan sambungan kaku atau sambungan semi kaku sebagai berikut:

1. Sambungan kaku yang merupakan bagian dari Sistem Pemikul Beban Gempa harus mempunyai kuat lentur perlu M_u yang besarnya paling tidak sama dengan yang terkecil dari a) $1,1R_yM_p$ balok atau gelagar, atau b) momen terbesar yang dapat disalurkan oleh sistem rangka pada titik tersebut. Untuk sambungan dengan sambungan pelat sayap yang dilas, pelapis las dan kelebihan las harus dibuang dan diperbaiki kecuali pelat sayap atas yang tetap diperbolehkan jika melekat pada pelat sayap kolom dengan las sudut menerus di bawah las tumpul sambungan penetrasi penuh. Las tumpul penetrasi sebagian dan las sudut tidak boleh digunakan untuk memikul gaya tarik pada sambungan; alternatif, perencanaan dari semua sambungan balok ke-kolom yang digunakan pada Sistem Pemikul Beban Gempa harus didasarkan pada hasil-hasil pengujian kualifikasi yang menunjukkan rotasi inelastis sekurang-kurangnya 0,01 radian.

2. Sambungan semi kaku diizinkan jika syarat-syarat di bawah ini dipenuhi:
 - a) Sambungan tersebut harus memenuhi kekuatan : $\phi R_n \geq R_u$
 - b) Kuat lentur nominal sambungan melebihi nilai yang lebih kecil daripada 50% M_p balok atau kolom yang disambungkan;
 - c) Harus mempunyai kapasitas rotasi yang dibuktikan dengan uji beban siklik sebesar yang dibutuhkan untuk mencapai simpangan antar lantai;
 - d) Kekakuan dan kekuatan sambungan semi kaku ini harus diperhitungkan dalam perencanaan, termasuk dalam perhitungan stabilitas rangka secara keseluruhan.

Untuk sambungan kaku, gaya geser terfaktor V_u pada sambungan balok-ke-kolom harus ditetapkan berdasarkan kombinasi pembebanan $1,2 D + 0,5 L$ ditambah gaya geser yang berasal dari M_u . Untuk sambungan semi kaku, V_u harus ditentukan berdasarkan kombinasi pembebanan di atas ditambah dengan gaya geser yang berasal dari momen ujung maksimum yang dapat dipikul oleh sambungan tersebut.

2.3.2 Pelat Terusan

Jika sambungan momen penuh dibuat dengan mengelas pelat sayap balok atau pelat sambungan untuk sayap balok secara langsung ke pelat sayap kolom maka harus digunakan pelat terusan untuk meneruskan gaya dari pelat sayap balok ke pelat badan kolom. Pelat ini harus mempunyai ketebalan minimum sebesar tebal pelat sayap balok atau pelat sambungan sayap balok. Sambungan pelat terusan ke pelat sayap kolom harus dilakukan dengan las tumpul penetrasi penuh, atau las tumpul penetrasi sebagian dari kedua sisi yang diperkuat dengan las sudut, atau las sudut di kedua sisi dan harus mempunyai kekuatan sama dengan kuat rencana luas bidang kontak antara pelat terusan dengan pelat sayap kolom.

Sambungan pelat terusan ke pelat badan kolom harus mempunyai kuat geser rencana sama dengan yang terkecil dari persyaratan berikut:

- Jumlah kuat rencana dari sambungan pelat terusan ke pelat sayap kolom;
- Kuat geser rencana bidang kontak pelat terusan dengan pelat badan kolom;
- Kuat rencana geser daerah panel
- Gaya sesungguhnya yang diteruskan oleh pengaku.

Pelat terusan tidak diperlukan jika model uji sambungan menunjukkan bahwa rotasi plastis yang direncanakan dapat dicapai tanpa menggunakan pelat terusan tersebut.

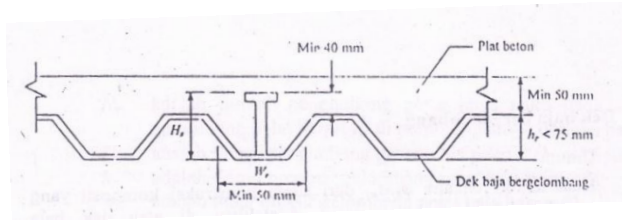
2.4 Dek Baja Gelombang

Perkembangan struktur komposit dimulai dengan digunakannya dek baja gelombang, yang selain berfungsi sebagai bekisting saat pelat beton dicetak, juga berfungsi sebagai tulangan positif bagi pelat beton. Penggunaan dek baja juga dapat dipertimbangkan sebagai dukungan dalam arah lateral dari balok sebelum beton mulai mengeras. Arah dari gelombang dek baja biasanya diletakkan tegak lurus balok penopangnya.

Persyaratan dek baja gelombang dan penghubung gesernya untuk digunakan dalam komponen struktur komposit diatur dalam SNI 03-1729-2002 pasal 12.4.5.1. Dalam pasal ini disyaratkan:

1. Tinggi maksimum dek baja, $h_i < 75$ mm.
2. Lebar rata-rata minimum dari gelombang dek, $w > 50$ mm, lebar ini tidak boleh lebih besar dari lebar bersih minimum pada tepi atas dek baja.
3. Tebal pelat minimum diukur dari tepi atas dek baja = 50 mm.
4. Diameter maksimum stud yang dipakai = 20 mm, dan dilas langsung pada flens balok baja.
5. Tinggi minimum stud diukur dari sisi dek baja paling

atas = 40 mm.



Gambar 2.1 Penampang Melintang Dek Baja Gelombang (SNI 03 – 1729 – 200)

2.5 Balok Komposit

Balok adalah salah satu diantara elemen-elemen struktur yang paling banyak dijumpai pada setiap struktur. Balok adalah elemen struktur yang memikul beban yang bekerja tegak lurus dengan sumbu longitudinalnya. Hal ini akan menyebabkan balok melentur. Beberapa jenis balok komposit antara lain :

1. Balok komposit penuh

Untuk balok komposit penuh, penghubung geser harus disediakan dalam jumlah yang memadai sehingga balok mampu mencapai kuat lentur maksimumnya. Pada penentuan distribusi tegangan elastis, slip antara baja dan beton dianggap tidak terjadi (SNI 03-1729-2002 Ps.12.2.6).

2. Balok komposit parsial

Pada balok komposit parsial, kekuatan balok dalam memikul lentur dibatasi oleh kekuatan penghubung geser. Perhitungan elastic untuk balok seperti ini, seperti pada penentuan defleksi atau tegangan akibat beban layan, harus mempertimbangkan pengaruh adanya slip antara baja dan beton (SNI 03-1729-2002 Ps. 12.2.7) .



(a) Balok Komposit dengan penghubung geser



(b) Balok baja yang diselubungi beton

Gambar 2.2 Penampang Balok Komposit (Setiawan, 2008)

2.5.1 Defleksi pada balok komposit

Defleksi suatu balok komposit tergantung pada metode konstruksinya, khususnya tergantung pada apakah balok tersebut disekur atau tidak selama konstruksi. Rangkak dan susut (*creep dan shrinkage*) beton dalam pelat juga berpengaruh. Perhitungan defleksi membutuhkan hitungan momen inersia transformasi retak elastis I_{tr} untuk balok komposit, dan jika tidak disekur, membutuhkan pula momen inersia elastis penampang baja itu sendiri. Jika balok baja disekur dari bawah selama pengerasan pelat beton, penampang komposit akan memikul baik beban mati maupun beban hidupnya. Tetapi jika balok baja tidak disekur, balok bajalah yang harus memikul beban mati. Bilamana sekur memberikan tumpuan selama proses pengerasan pelat beton, penampang komposit akan menahan seluruh beban. Perhitungan harus dilakukan dengan memperhatikan fakta bahwa beton akan mengalami rangkak akibat pembebanan jangka panjang dan dengan demikian juga susut akan terjadi. Perilaku tak elastis ini dapat diperkirakan dengan mengalikan perbandingan modulus elastisitas n dengan suatu faktor tergantung waktu, misalnya dua, sehingga mengurangi lebar efektif be/n . Hasil ini merupakan momen inersia reduksi I_{tr} yang digunakan untuk menghitung defleksi beban yang ditahan (beban mati). Defleksi beban hidup

dihitung dengan menggunakan momen inersia penampang transformasi retak elastis. (*Salmon & Johnson, 1999*)

2.6 Kolom

Batang-batang lurus yang mengalami tekanan akibat bekerjanya gaya-gaya aksial dikenal dengan sebutan Kolom. Untuk kolom-kolom yang pendek ukurannya, kekuatannya ditentukan berdasarkan kekuatan leleh dari bahannya. Untuk kolom-kolom yang panjang, kekuatannya ditentukan faktor tekuk elastis yang terjadi. Sebuah kolom yang sempurna yaitu kolom yang dibuat dari bahan yang bersifat isotropis, bebas dari tegangan-tegangan sampingan, dibebani pada pusatnya serta mempunyai bentuk yang lurus, akan mengalami perpendekan yang seragam akibat terjadinya regangan tekan yang seragam pada penampangnya. Kalau beban yang bekerja pada kolom ditambah besarnya secara berangsur-angsur, maka akan mengakibatkan kolom mengalami lenturan lateral dan kemudian mengalami keruntuhan akibat terjadinya lenturan tersebut. Beban yang mengakibatkan terjadinya lenturan lateral pada kolom disebut beban kritis dan merupakan beban maximum yang masih dapat ditahan oleh kolom dengan aman. (*Amon, Knobloch, 1988*)

2.6.1 Perencanaan Elemen Struktur Akibat Gaya Tekan (*SNI 03-1729-2002*)

Suatu komponen struktur yang mengalami gaya tekankonsentris akibat beban konsentris akibat beban terfaktor, N_u , harus memenuhi persyaratan sebagai berikut :

- $N_u \leq \phi_n N_n$

Keterangan :

ϕ_n : Adalah faktor reduksi kekuatan

N_n : Adalah kuat tekan nominal komponen struktur

- Perbandingan kelangsingan

- kelangsingan elemen penampang $< \lambda_r$

- kelangsingan komponen struktur tekan,

$$\lambda = \frac{Lk}{r} < 200$$

- Komponen struktur tekan yang elemen penampangnya mempunyai perbandingan lebar terhadap tebal lebih besar daripada nilai λ r, harus direncanakan dengan analisis rasional yang dapat diterima.

2.6.2 Karakteristik batang tekan (*Marwan & Isdarmanu, 2006*)

Pada percobaan tekan, menunjukkan bahwa kehancuran batang tekan akan terjadi pada ketegangan.

$\frac{P}{A}$ di bawah tegangan leleh. ($f_y \rightarrow$ pada percobaan tarik).

- Dengan profil yang sama, semakin panjang batang tersebut akan semakin cepat mencapai kehancuran, atau semakin kecil beban yang dapat diterima, Ini disebabkan semakin langsing batang, semakin besar kecenderungannya untuk menekuk. Angka kelangsingan (*slenderness ratio*) yaitu perbandingan antara panjang batang dengan jari-jari kelembaman.

$$\lambda = \frac{L}{i} \quad ; \quad i = \sqrt{\frac{L}{i}}$$

Dengan :

λ : Angka kelangsingan

L : panjang batang

I : Momen Inersia

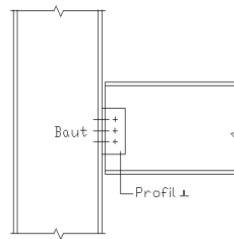
i : jari jari kelembaman

A : luas penampang

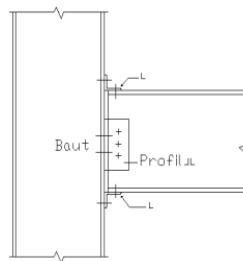
- Kecenderungan menekuk suatu batang dipengaruhi hal – hal sebagai berikut :
 - Macam kondisi ujung – ujung batang
 - Ketidaksempurnaan batang
 - Eksentrisitas beban tekan

2.7 Sambungan

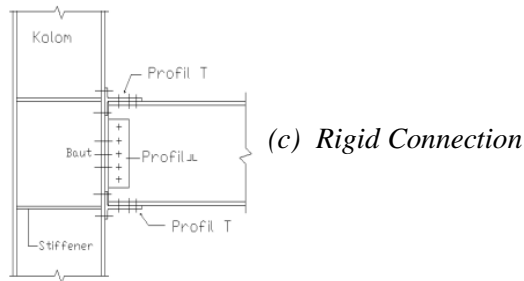
1. Sambungan kaku / *Rigid connection* adalah sambungan yang dianggap memiliki kekakuan yang cukup untuk mempertahankan sudut-sudut di antara komponen-komponen struktur yang akan disambung.
2. Sambungan semi kaku / *Semi rigid connection* adalah sambungan yang tidak memiliki kekakuan yang cukup mempertahankan sudut-sudut diantara komponen-komponen struktur yang disambung, namun harus dianggap memiliki kapasitas yang cukup untuk memberikan kekangan yang dapat diukur terhadap perubahan sudut-sudut tersebut
3. Sambungan sendi / *Simple connection* adalah sambungan yang pada kedua ujung komponen struktur dianggap bebas momen. Sambungan sendi harus dapat berubah bentuk agar memberikan rotasi yang diperlukan pada sambungan. Sambungan tidak boleh mengakibatkan momen lentur terhadap komponen struktur yang disambung.



(a) *Simple Connection*



(b) *Semi Rigid Connection*



Gambar 2.3 Tipe Sambungan (Setiawan, 2008)

2.8 Struktur Pondasi

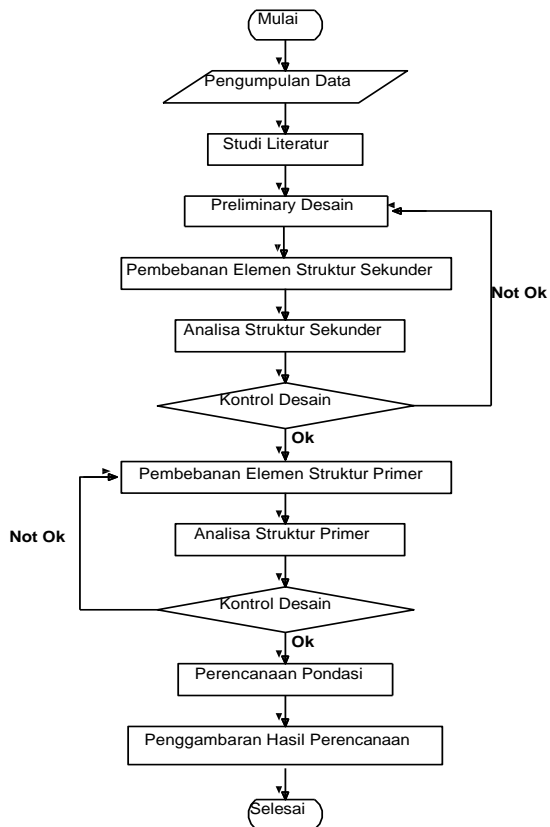
Pondasi umumnya berlaku sebagai elemen struktur pendukung bangunan bawah dan berfungsi sebagai elemen terakhir yang meneruskan beban ke tanah. Dalam perencanaan pondasi digunakan pondasi tiang pancang dengan data tanah yang digunakan untuk perencanaan daya dukung tanah didapat dari SPT (Standart Penetration Test). Disamping peninjauan berdasarkan kekuatan tanah, daya dukung juga harus ditinjau berdasarkan kekuatan batang tiang pancang tersebut hasil yang daya dukung yang menentukan yang akan dipakai sebagai daya dukung izin tiang

Perhitungan daya dukung dapat ditinjau dari dua keadaan yaitu :

- Perhitungan daya dukung tiang tunggal yang berdiri sendiri
 - Perhitungan daya dukung tiang pancang dalam kelompok
- Untuk perhitungan struktur pondasi yang akan dipakai lebih jelas ada di bab III

BAB III METODOLOGI

3.1 Diagram Alir Penyelesaian Tugas Akhir



3.1 Diagram Alir Metodologi Penyelesaian Tugas Akhir

3.2 Pengumpulan Data dan Literatur

Pengumpulan data-data berupa :

1. Data umum gedung :
 - Nama gedung : Gedung *Research Center* ITS
 - Lokasi gedung : Institut Teknologi Sepuluh Nopember Surabaya
 - Fungsi gedung : Pusat Riset Center
 - Tinggi gedung : 42.4 m (11 Lantai)
 - Material struktur : Beton Bertulang
2. Data gambar struktur gedung
3. Data tanah gedung

Melakukan studi terhadap literatur yang telah dikumpulkan yang berkaitan dengan topik. Tugas Akhir. Mengenai perencanaan bangunan struktur baja menggunakan *Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa (SRPMB)*

- SNI 03 – 1726 – 2012 tentang Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung.
- SNI 03 – 1729 – 2002 tentang Tata Cara Perencanaan Struktur Baja Untuk Bangunan Gedung.
- Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung (PPIUG 1983)
- Buku – buku referensi struktur baja.
- Hasil *browsing* internet berupa penelitian – penelitian dan jurnal – jurnal terdahulu berkaitan dengan topik Tugas Akhir

Adapun Tugas Akhir ini akan dimodifikasi perencanaannya menjadi data modifikasi gedung yang sesuai dengan topic Tugas Akhir ini, yaitu :

- Nama gedung : Gedung Research Center
- Lokasi gedung : Institut Teknologi Sepuluh Nopember Surabaya
- Fungsi gedung : Pusat Riset Center
- Tinggi gedung : 42,4 m (11 Lantai)
- Material struktur : Baja
- Mutu baja : BJ 41
- Mutu beton : f'_c 30
- Sistem struktur : Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa

Tabel 1. Tabel Perencanaan Modifikasi

| No | Elemen Struktur | Material | |
|----|-----------------|--------------------|-----------------------------------|
| | | Sebelum modifikasi | Sesudah modifikasi |
| 1. | Pondasi | Tiang pancang | Tiang nancang |
| 2. | Kolom | Beton bertulang | Profil baja (<i>King Cross</i>) |
| 3. | Balok | Beton bertulang | Baja komposit |
| 4. | Pelat Lantai | Beton bertulang | Dek baja gelombang |
| 5. | Atap | Beton bertulang | Dek baja gelombang |

3.3 Preliminary Desain

Melakukan perkiraan dimensi awal dari elemen – elemen struktur, penentuan mutu bahan dan material struktur dan merencanakan dimensi profil yang akan digunakan.

3.4 Perencanaan Struktur Sekunder

Perencanaan struktur sekunder meliputi pelat lantai, Balok anak, struktur tangga, Struktur balok dan kolom untuk lift.

3.5 Perhitungan Beban Struktur

Melakukan perhitungan beban struktur

- **Beban Mati (PPIUG 1983 Bab 1 pasal 1.1)**
Beban mati terdiri dari semua bagian dari suatu gedung yang bersifat tetap termasuk segala unsur tambahan, penyelesaian – penyelesaian, mesin – mesin serta peralatan tetap yang merupakan bagian yang tak terpisahkan dari gedung itu.
- **Beban hidup (PPIUG 1983 Bab 1 pasal 1.2)**
Beban hidup terdiri dari bagian yang diakibatkan oleh pemakaian gedung dan tidak termasuk beban mati, beban konstruksi dan beban akibat fenomena alam (lingkungan).
- **Beban Angin (PPIUG 1983 Bab 1 pasal 1.3)**
Beban angin ialah semua beban yang bekerja pada gedung atau bagian gedung yang disebabkan oleh selisih dalam tekanan udara.
- **Beban Gempa (SNI 03 – 1726 – 2012)**
- **Kombinasi Pembebanan (SNI 03 – 1729 – 2002)**
Pembebanan struktur baja harus mampu memikul semua kombinasi pembebanan dibawah ini :
 - $1,4D$
 - $1,2D + 1,6 L + 0,5 (L_a \text{ atau } H)$
 - $1,2D + 1,6 (L_a \text{ atau } H) + (\gamma L L \text{ atau } W)$
 - $1,2D + 1,3 W + \gamma L L + 0,5 (L_a \text{ atau } H)$

- $1,2D + 1,0 E + \gamma L L$
- $0,9 D + (1,3 W \text{ atau } 1,0E)$

3.6 Permodelan Struktur

Melakukan permodelan struktur menggunakan program ETABS 9.7.1 yang direncanakan permodelan struktur ruang 3 dimensi.

3.7 Kontrol Desain

Melakukan analisa struktur bangunan, dimana harus memenuhi syarat keamanan dan rasional sesuai batas-batas tertentu menurut peraturan. Dilakukan pengambilan kesimpulan, apakah desain telah sesuai dengan syarat-syarat perencanaan dan peraturan angka keamanan, serta efisiensi. Bila telah memenuhi persyaratan, maka dapat diteruskan ke tahap pendetailan dan apabila tidak memenuhi persyaratan, maka dilakukan pendesainan ulang.

3.7.1 Perhitungan Balok Komposit

- Kekuatan balok komposit dengan penghubung geser (SNI 03-1729-2002 pasal 12.4.2)
- a. Kekuatan lentur positif (LRFD Pasal 12.4.2.1) :
 - Untuk penampang berbadan kompak

$$\frac{h}{t_w} \leq \frac{1680}{\sqrt{f_y}}$$

dengan $\phi_b = 0,85$

Kekuatan lentur positif (M_n) dapat dihitung dengan menggunakan distribusi tegangan plastis pada penampang komposit.

- Untuk penampang berbadan tidak kompak;

$$\frac{h}{t_w} > \frac{1680}{\sqrt{f_y}}$$

dengan $\phi_b = 0,9$

Kekuatan lentur positif dihitung dengan menggunakan distribusi tegangan elastis. Pada kondisi ini, kekuatan lentur batas penampang ditentukan oleh terjadinya leleh pertama.

- b. Kuat lentur negatif rencana $\phi_b.M_n$ yang dihitung untuk penampang baja saja, dengan mengikuti ketentuan-ketentuan pada butir 8 (LRFD Pasal 12.4.2.2)

- Lebar efektif plat lantai :

- Untuk gelagar interior (balok tengah) :

$$b_{EFF} \leq \frac{L}{4}$$

$$b_{EFF} \leq b_o \text{ (untuk jarak balok yang sama)}$$

- Untuk gelagar eksterior (balok tepi) :

$$\frac{L}{8}$$

$$b_{EFF} \leq \frac{L}{8}$$

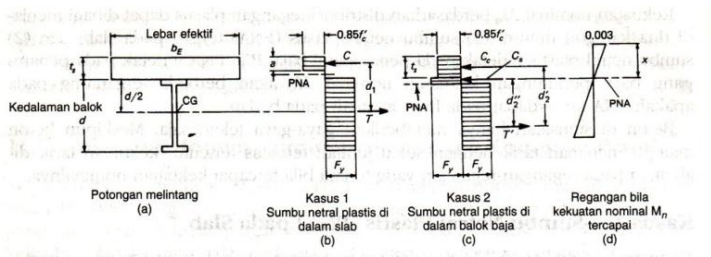
$$b_{EFF} \leq b_o/2 + (\text{jarak dari pusat balok ke pinggir slab})$$

dimana : L = bentang balok

b_o = bentang antar balok

- Menghitung momen nominal (M_n) :

- Perhitungan M_n berdasar distribusi tegangan plastis :



*Gambar 3.2 Distribusi Tegangan Plastik
(Salmon, 1996)*

a. Menghitung momen nominal (M_n) positif

1. Menentukan gaya tekan (C) pada beton :

$$C = 0,85.f'_c.t_p.b_{eff}$$

Menentukan gaya tarik (T) pada baja :

$$T = A_s.f_y$$

Dipilih nilai yang terkecil dari kedua nilai di atas

2. Menentukan tinggi blok tekan efektif :

$$a = \frac{A_s.f_y}{0,85.f'_c.b_{eff}}$$

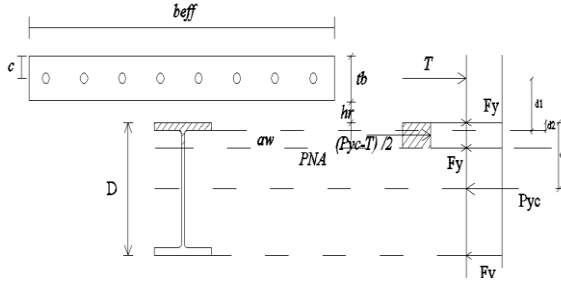
3. Kekuatan momen nominal :

$$M_n = C.d_1 \text{ atau } T.d_1$$

Bila kekuatan nominal dinyatakan dalam bentuk gaya baja akan diperoleh :

$$M_n = A_s.f_y \left(\frac{d}{2} + t_s - \frac{a}{2} \right)$$

b. Menghitung momen nominal (M_n) negatif.



Gambar 3.3 Distribusi Tegangan Negatif

1. Menentukan lokasi gaya tarik pada balok baja

$$T = n \cdot A_s \cdot f_{yr}$$

$$P_{yc} = A_s \cdot f_y$$

$$\text{Gaya pada sayap ; } P_f = b_f \cdot t_f \cdot f_y$$

$$\text{Gaya pada badan ; } P_w = \frac{P_{yc} - T}{2} - P_f$$

$$a_w = \frac{P_w}{t_w \cdot f_y}$$

2. Menghitung jarak ke centroid

$$d_1 = h_r + t_b - c$$

$$d_2 = \frac{(P_f \cdot 0,5 \cdot t_f) + (P_w(t_f + 0,5 \cdot a_{web}))}{P_f + P_w}$$

$$d_3 = \frac{d}{2}$$

3. Menghitung momen ultimate :

$$M_n = T(d_1 + d_2) + P_{yc}(d_3 - d_2)$$

• Kuat Geser Rencana Balok Komposit :

Kuat geser rencana ($\phi_s V_n$) ditentukan berdasarkan kuat geser badan penampang baja saja. ($\phi_s = 0,9$)

$$\text{- bila : } \frac{h}{t_w} \leq 1,10 \sqrt{\frac{k_n E}{f_y}} \rightarrow V_n = 0,6 F_y \cdot A_w$$

Pelat badan leleh \rightarrow Plastis

$$\text{- bila : } 1,10 \sqrt{\frac{k_n E}{f_y}} < \frac{h}{t_w} \leq 1,37 \sqrt{\frac{k_n E}{f_y}}$$

$$V_n = 0,6 f_y A_w \times \frac{1,10 \sqrt{\frac{k_n E}{f_y}}}{h/t_w}$$

Pelat badan menekuk inelastic \rightarrow “Inelastic Buckling”

$$\text{- bila : } \frac{h}{t_w} > 1,37 \sqrt{\frac{k_n E}{f_y}} \rightarrow V_n = 0,9 A_w \frac{k_n E}{\left(\frac{h}{t_w}\right)^2}$$

dimana :

h – tinggi bersih pelat badan

t_w – tebal pelat

badan

a – jarak pengaku vertical plat badan

$$k_n = 5 + \frac{5}{\left(\frac{a}{h}\right)^2}$$

E – modulus Elastis (MPa)

f_y – Tegangan Leleh (MPa)

A_w – luas penampang pelat badan penuh ($A_w = d t_w$)

- Penghubung Geser

Kekuatan penghubung geser jenis paku (LRFD Pasal 12.6.3)

$$Q_n = 0,5 \cdot A_{sc} \cdot (\sqrt{f_c' \cdot E_c}) \cdot r_s \leq A_{sc} \cdot f_u$$

Dimana :

r_s untuk balok tegak lurus balok :

$$r_s = \frac{0.85}{\sqrt{N r}} * \left(\frac{w r}{h r}\right) * \left(\frac{H s}{h r} - 1\right) \leq 1$$

r_s untuk balok sejajar balok :

$$r_s = 0.6 * \left(\frac{w r}{h r}\right) * \left(\frac{H s}{h r} - 1\right) \leq 1$$

$N r$ = jumlah stud setiap gelombang

$H s$ = tinggi stud

$H r$ = tinggi bondek

$W r$ = lebar efektif bondek

A_{sc} = Luas penampang shear connector

f_u = Tegangan putus penghubung paku/stud

Q_n = Kuat nominal geser untuk penghubung geser
 Jumlah penghubung geser (shear connector) yang
 dibutuhkan, yaitu : $n = \frac{C}{Q_n}$

3.7.2 Perhitungan kolom

Kontrol Penampang

Pelat Sayap :

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f}$$

$$\lambda_r = \frac{250}{\sqrt{f_y}} \text{ (tak kompak)}$$

kompak)

Pelat Badan :

$$\lambda = \frac{h}{t_w}$$

$$\lambda_r = \frac{665}{\sqrt{f_y}} \text{ (tak}$$

Kontrol Kekakuan Portal

$$G = \frac{\sum \left[\frac{I_c}{L_c} \right]}{\sum \left[\frac{I_b}{L_b} \right]}$$

Dari nilai G tersebut dapat diperoleh nilai k_c (faktor panjang tekuk)

Momen Struktural Portal

$$M_u = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt}$$

$$B_2 = \frac{1}{1 - \sum P_u \left[\frac{\Delta oh}{\sum HL} \right]} \quad \text{atau}$$

$$B_2 = \frac{1}{1 - \left[\frac{\sum P_u}{\sum P_{e2}} \right]}$$

$$P_{e2} = \frac{\pi^2 EI}{(kcL)^2}$$

Kontrol Komponen Tekan

$$P_n = A_g \cdot f_{cr}$$

$$\lambda_c = \frac{k_c L}{\pi \cdot r} \sqrt{\frac{f_y}{E}}$$

$$\text{Untuk } \lambda_c \leq 1,5 \text{ maka } f_{cr} = (0,658^{\lambda_c^2}) f_y$$

$$\text{Untuk } \lambda_c > 1,5 \text{ maka } f_{cr} = \left[\frac{0,877}{\lambda_c^2} \right] f_y$$

Kontrol Tekuk Lateral

a. Bentang Pendek ($L_b \leq L_p$)

$$M_n = M_p \qquad L_p = 1,76 r_y \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

b. Bentang Menengah ($L_p \leq L_b \leq L_r$)

$$M_n = C_b \left[Mr + (Mp - Mr) \frac{Lr - Lb}{Lr - lp} \right] \leq M_p$$

$$L_r = \frac{r_y X_1}{(f_y - f_r)} \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_2 (f_y - f_r)^2}}$$

$$X_1 = \frac{\pi}{S_x} \sqrt{\frac{EGJA}{2}} \quad X_2 = 4 \frac{C_w}{I_y} \left[\frac{S_x}{GJ} \right]^2$$

$$C_b = \frac{12,5M_{\max}}{2,5M_{\max} + 3M_A + 4M_B + 3M_c}$$

c. Bentang Panjang ($L_b \geq L_r$)

$$M_n = M_{cr} C_b \frac{\pi}{L_b} \sqrt{EI_y GJ + \left[\frac{\pi E}{L_b} \right]^2} + I_y C_w \leq M_p$$

Persamaan Interaksi Tekan - Lentur

a. Jika $\frac{Pu}{\phi P_n} \geq 0,2$ maka :

$$\frac{Pu}{\phi P_n} + \frac{8}{9} \left[\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right] \leq 1,0$$

b. Jika $\frac{Pu}{\phi P_n} \leq 0,2$ maka :

$$\frac{Pu}{2\phi P_n} + \left[\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right] \leq 1,0$$

3.7.3 Kontrol Sambungan

Dalam perencanaan sambungan harus disesuaikan dengan bentuk struktur agar perilaku yang timbul nantinya tidak menimbulkan pengaruh – pengaruh yang buruk bagi bagian struktur lain yang direncanakan.

Perencanaan sambungan harus memenuhi persyaratan sebagai berikut :

- Gaya – gaya dalam yang disalurkan berada dalam keseimbangan dengan gaya – gaya yang bekerja pada sambungan.
- Deformasi sambungan masih berada dalam batas kemampuan deformasi sambungan.
- Sambungan dan komponen yang berdekatan harus mampu memikul gaya – gaya yang bekerja padanya.

3.7.3.1 Sambungan Baut

- Kontrol jarak baut (*SNI 03-1729-2002 Ps. 13.4*)
 - Jarak tepi minimum : 1.5db
 - Jarak tepi maksimum : (4tp + 100 mm) atau 200 mm
 - Jarak minimum antar baut : 3db
 - Jarak maksimum antar baut : 15tp atau 200 mm
- Kekuatan rencana baut
 - a. Kekuatan rencana geser baut :

$$\phi V_n = \phi \cdot r_1 \cdot f_u^b \cdot A_b \cdot m$$

dimana :

m = jumlah bidang geser

r_1 = 0,50 tanpa ulir pada bidang geser baut

r_1 = 0,40 ada ulir pada bidang geser baut

f_u^b = tegangan tarik putus baut

A_b = luas bruto penampang baut

ϕ_f = 0,75 faktor reduksi kekuatan putus

- b. Kekuatan rencana tumpu baut dengan plat

$$\phi_f R_n = \phi_f 2,4 d_b t_p f_u$$

dengan :

d_b = diameter nominal baut

t_p = tebal plat tertipis

f_u = tegangan tarik putus terkecil antara baut dan pelat

ϕ_f = 0,75 faktor reduksi

- Kekuatan baut memikul beban tarik

Kekuatan rencana tarik dari baut :

$$\phi_f T_n = \phi_f 0,75 f_u^b A_b$$

Dengan :

f_u^b = tegangan tarik putus baut

A_b = luasan bruto penampang baut

ϕ_f = 0,75 faktor reduksi

- Baut mutu tinggi tipe gesek

- a. Baut hanya menerima beban geser (V_u)

Kuat geser nominal :

$$\phi V_n = \phi 1,13 \mu m T_b$$

dimana :

μ = koefisien gesek

m = jumlah bidang gesek

T_b = gaya tarik min

ϕ = 1 untuk lubang standar

ϕ = 0,85 untuk lubang selot pendek dan lubang besar

$\phi = 0,7$ untuk lubang selot panjang \perp arah kerja beban

$\phi = 0,60$ untuk lubang selot panjang $//$ arah kerja beban

- b. Baut menerima beban kombinasi geser (V_u) dan tarik (T_u)

Bila disamping beban geser (V_u) baut juga menerima beban tarik T_u , maka kuat geser nominal direduksi sebagai berikut :

$$V_d = \phi V_n \left[1 - \frac{T_u}{1,13 T_b} \right]$$

3.7.3.2 Sambungan Las

$$R_u \leq \phi R_{nw}$$

dengan:

$$\phi f . R_{nw} = 0.75 \times t_e \times (0.6 \times f_{uw}) \text{ (las)}$$

$$\phi f . R_{nw} = 0.75 \times t_e \times (0.6 \times f_u) \text{ (bahan dasar)}$$

keterangan : f_{uw} = tegangan tarik putus logam las
 f_u = tegangan tarik putus bahan dasar
 t_e = tebal efektif las (mm)

Tabel 3.1 Ukuran Minimum Las Sudut

| Tebal bagian paling tebal, t (mm) | Tebal minimum las sudut, a (mm) |
|-----------------------------------|---------------------------------|
| $t \leq 7$ | 3 |
| $7 < t \leq 10$ | 4 |
| $10 < t < 15$ | 5 |
| $15 < t$ | 6 |

3.7.4 Perhitungan Struktur Bawah

Pondasi pada umumnya berlaku sebagai komponen struktur pendukung bangunan yang terbawah dan berfungsi sebagai elemen terakhir yang meneruskan beban ke tanah. Dalam perencanaan pondasi ada dua jenis pondasi yang umum dipakai dalam dunia konstruksi, yaitu pondasi dangkal dan pondasi dalam. Pondasi dangkal dipakai untuk struktur dengan beban yang relatif kecil, sedangkan untuk pondasi dalam dipakai untuk struktur dengan beban yang relatif besar seperti pada gedung yang berlantai banyak, dikatakan pondasi dalam jika perbandingan antara kedalaman pondasi (D) dengan diameternya (B) adalah lebih besar sama dengan 10 ($D/B \geq 10$). Pondasi dalam ini ada beberapa macam jenis, antara lain pondasi tiang pancang, pondasi tiang bor (pondasi sumuran), pondasi caisson dan lain sebagainya.

3.7.4.1 Pondasi Tiang Pancang

3.7.4.1.1 Daya Dukung Tiang Pancang Tunggal

Daya dukung pada pondasi tiang pancang ditentukan oleh dua hal, yaitu daya dukung perlawanan tanah dari unsur dasar tiang pondasi (Q_p) dan daya dukung tanah dari unsur lekatan lateral tanah (Q_f). Sehingga daya dukung total dari tanah dapat dirumuskan :

$$Q_u = Q_p + Q_s$$

Disamping peninjauan berdasarkan kekuatan tanah tempat pondasi tiang pancang di tanam, daya dukung suatu tiang juga harus ditinjau berdasarkan kekuatan bahan tiang pancang tersebut. Hasil daya dukung yang menentukan yang dipakai sebagai daya dukung ijin

tiang. Perhitungan daya dukung dapat ditinjau dari dua keadaan, yaitu :

- Daya dukung tiang pancang tunggal yang berdiri sendiri
- Daya dukung tiang pancang dalam kelompok.

Perhitungan daya dukung tiang pancang ini dilakukan berdasarkan hasil uji Standard Penetration Test (SPT) :

$$Ql = Qp + Qs$$

dimana :

$$Qp = qp \cdot Ap = (Np \cdot K) \cdot Ap$$

dengan :

Np = Harga rata-rata SPT di sekitar 4B di atas hingga 4 B di bawah dasar tiang pondasi

K = Koefisien karakteristik tanah
 = 12 t/m², untuk tanah lempung
 = 20 t/m², untuk tanah lanau berlempung
 = 25 t/m², untuk tanah lanau berpasir
 = 40 t/m², untuk tanah pasir

Ap = Luas penampang dasar tiang

qp = tegangan di ujung tiang

$$Qs = qs \cdot As = \left(\frac{Ns}{3} + 1 \right) \cdot As$$

dengan :

qs = tegangan akibat lekatan lateral dalam t/m²

Ns = harga rata-rata sepanjang tiang yang tertanam,

dengan batasan : $3 \leq N \leq 50$

As = keliling x panjang tiang yang terbenam

Daya dukung ijin dari satu tiang pancang yang berdiri sendiri adalah daya dukung tiang total dibagi dengan suatu angka keamanan.

$$Q_{\text{ijin 1 tiang}} = \frac{Qu}{SF}$$

dimana :

SF = *safety factor* = 3

3.7.4.1.2 Daya dukung tiang kelompok

Disaat sebuah tiang merupakan bagian dari sebuah group, daya dukungnya mengalami modifikasi, karena pengaruh dari group tiang tersebut. Dari problema ini, dapat dibedakan dua fenomena sebagai berikut :

- Pengaruh group disaat pelaksanaan pemancangan tiang-tiang
- Pengaruh group akibat sebuah beban yang bekerja

Proses pemancangan dapat menurunkan kepadatan di sekeliling tiang untuk tanah yang padat. Namun untuk kondisi tanah didominasi oleh pasir lepas atau dengan tingkat kepadatan sedang, pemancangan dapat menaikkan kepadatan disekitar tiang bila jarak antar tiang ≤ 7 s/d 8 diameter.

Untuk kasus daya dukung group pondasi, harus dikoreksi terlebih dahulu dengan koefisien efisiensi (η).

Untuk menghitung nilai efisiensi tiang pancang kelompok dihitung berdasarkan perumusan *Converse Labarre* :

$$Ce = 1 - \frac{\arctan(D/S)}{90^\circ} \left(2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n} \right)$$

Dimana :

D = diameter tiang pancang

S = jarak antar tiang pancang

m = jumlah tiang pancang dalam 1 baris

n = jumlah baris tiang pancang

Perhitungan daya dukung tiang kelompok

Apabila efisiensi lebih besar dari 1, maka daya dukung tiang kelompok

$$Q_{kel} = n \times P_1$$

Apabila efisiensi lebih kecil dari 1, maka daya dukung tiang kelompok

$$Q_{kel} = \eta \times n \times P_1$$

3.7.4.2 Repartisi beban-beban diatas tiang kelompok

Bila diatas tiang-tiang dalam kelompok yang disatukan oleh sebuah kepala tiang (poer) bekerja beban-beban vertikal (V), horizontal (H), dan momen (M), maka besarnya beban vertikal ekivalen (P_v) yang bekerja pada sebuah tiang adalah :

$$P_v = \frac{V}{n} \pm \frac{M_y \cdot x_{max}}{\sum x^2} \pm \frac{M_x \cdot y_{max}}{\sum y^2}$$

(3.55)

dimana :

P_v = Beban vertikal ekivalen

V = Beban vertikal dari kolom

n = banyaknya tiang dalam group

M_x = momen terhadap sumbu x

M_y = momen terhadap sumbu y

x_{max} = absis terjauh terhadap titik berat kelompok tiang.

- y_{\max} = ordinat terjauh terhadap titik berat kelompok tiang.
 $\sum x^2$ = jumlah dari kuadrat absis tiap tiang terhadap garis netral group.
 $\sum y^2$ = jumlah dari kuadrat ordinat tiap tiang terhadap garis netral group.

Nilai x dan y positif jika arahnya sama dengan arah e, dan negatif bila berlawanan dengan arah e.

3.7.5 Perencanaan Poer

Poer direncanakan terhadap gaya geser ponds pada penampang kritis dan penulangan akibat momen lentur.

3.7.5.1 Kontrol Geser Pons

Poer harus mampu menyebarkan beban dari kolom ke pondasi, sehingga perlu dilakukan kontrol kekuatan geser pons untuk memastikan bahwa kekuatan geser nominal beton harus lebih besar dari geser pons yang terjadi. Perencanaan geser pons pada poer tersebut berdasarkan ketentuan SNI 2002 Pasal 13.12.2.1. Dalam merencanakan tebal poer, harus memenuhi syarat bahwa kekuatan geser nominal beton harus lebih besar dari geser pons yang terjadi.

$$\phi V_c = \phi \left(1 + \frac{2}{\beta_c} \right) \left(\frac{\sqrt{f'_c}}{6} \right) \times b_o \times d$$

$$\phi V_c = \phi \times \frac{1}{3} \times \sqrt{f'_c} \times b_o \times d$$

Dimana :

β_c = rasio dari sisi panjang terhadap sisi pendek beton dari daerah beban terpusat

b_o = keliling dari penampang kritis pada poer

$b_o = 2(b_k + d) + 2(h_k + d)$

dengan : b_k = lebar penampang kolom

h_k = tinggi penampang kolom

d = tebal efektif poer

3.7.5.2 Penulangan Poer

Untuk penulangan lentur, poer dianalisa sebagai balok kantilever dengan perletakan jepit pada kolom. Sedangkan beban yang bekerja adalah beban terpusat di tiang kolom yang menyebabkan reaksi pada tanah dan berat sendiri poer. Perhitungan gaya dalam pada poer didapat dengan teori mekanika statis tertentu.

3.7.6 Perencanaan Sloof (Tie beam)

Struktur sloof dalam hal ini digunakan dengan tujuan agar terjadi penurunan secara bersamaan pada pondasi atau dalam kata lain sloof mempunyai fungsi sebagai pengaku yang menghubungkan antar pondasi yang satu dengan yang lainnya. Adapun beban –beban yang ditimpakan ke sloof meliputi : berat sendiri sloof, berat dinding pada lantai paling bawah, beban aksial tekan atau tarik yang berasal dari 10% beban aksial kolom.

3.8 Penggambaran Teknik

Melakukan penggambaran gambar hasil perencanaan struktur menggunakan program AutoCAD

3.9 Kesimpulan

Melakukan ringkasan terhadap hasil – hasil perencanaan struktur

BAB IV

PERENCANAAN STRUKTUR SEKUNDER

4.1 Perencanaan Tangga

Tangga pada gedung ini direncanakan dari beton dengan menggunakan pelat bondex sebagai penopang beton seperti halnya pada perencanaan lantai.

4.1.1 Data – Data Perencanaan Tangga

Mutu baja (BJ 41) : $f_y = 2500 \text{ kg/cm}^2$

Mutu beton (f_c') : $f_c' = 30 \text{ MPa}$

Ketinggian antar lantai : 350 cm

Tinggi bordes : 170 cm

Tinggi injakan (t) : 17,5 cm

Lebar injakan (i) : 30 cm

Jumlah tanjakan (Σt) : $\frac{170}{17,5} = 9,7 \text{ buah} \approx 10 \text{ buah}$

Lebar bordes : 273,6 cm

Panjang bordes : 243,6 cm

Lebar tangga : 111,8 cm

Sudut Kemiringan (α) : $\text{arc tg } \frac{170}{300} = 29,53^\circ$

Persyaratan tangga :

$$60 \text{ cm} \leq 2t + i \leq 65 \text{ cm}$$

$$60 \text{ cm} \leq (2 \times 17,5) + 30 \leq 65 \text{ cm}$$

$$60 \text{ cm} \leq 65 \text{ cm} \leq 65 \text{ cm}$$

Syarat sudut kemiringan :

$$25^\circ \leq \alpha \leq 40^\circ$$

$$25^\circ \leq 29,53^\circ \leq 40^\circ$$

Gambar 4.2 Potongan 1-1

4.1.2 Perencanaan Pelat Anak Tangga

a. Menentukan tebal injakan tangga pelat :

$$\begin{aligned} T &= 30 \sin \alpha \\ &= 30 \times \sin 29.53^\circ \\ &= 14,78 \text{ cm} \end{aligned}$$

Tebal pelat rata – rata : (pakai tebal pelat = 15 cm)

$$\begin{aligned} Tr &= \frac{1}{2} T \\ &= \frac{1}{2} \times 14,78 \text{ cm} \\ &= 7,39 \text{ cm} \\ &= 0,074 \text{ m} \end{aligned}$$

b. Perhitungan beban berguna (*super imposed load*)

- Beban hidup

$$\text{Tangga} = 300 \text{ kg/m}^2$$

- Beban mati

$$\text{injakan} = 0,074 \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^2 \times 1 \text{ m} = 177,36 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{spesi} = 0,02 \text{ m} \times 2100 \text{ kg/m}^2 \times 1 \text{ m} = 42 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{keramik} = 0,01 \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^2 \times 1 \text{ m} = 24 \text{ kg/m}^2$$

$$\begin{array}{rcl} \text{Sandaran (railing)} & & = 50 \text{ kg/m}^2 \\ & \text{Beban mati} & = 293,36 \text{ kg/m}^2 \end{array}$$

$$\begin{aligned} \text{Beban berguna} &= \text{beban hidup} + \text{beban finishing} \\ &= 300 + 293,36 \\ &= 593,36 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

c. Tebal pelat

Berdasarkan tabel perencanaan praktis untuk bentang tunggal tanpa tulangan negatif, dimana :

- Beban berguna = 600 kg/m²
- Bentang = 2 m (tanpa penyangga)

Maka diperoleh :

- Tebal pelat = 9 cm

4.1.3 Perencanaan Pelat Bordes

a. Perhitungan beban berguna (*super imposed load*)

- Beban hidup

$$\text{Tangga} = 300 \text{ kg/m}^2$$

- Beban mati

$$\text{spesi} = 0,02 \text{ m} \times 2100 \text{ kg/m}^2 \times 1 \text{ m} = 42 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{keramik} = 0,01 \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^2 \times 1 \text{ m} = 24 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Sandaran (railing)} = 50 \text{ kg/m}^2 +$$

$$\text{Beban mati} = 116 \text{ kg/m}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Beban berguna} &= \text{beban hidup} + \text{beban finishing} \\ &= 300 + 116 \\ &= 416 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

b. Perhitungan tulangan negatif

Berdasarkan tabel perencanaan praktis untuk bentang menerus dengan tulangan negatif, dimana :

- Beban berguna = 500 kg/m^2

- Bentang = 2 m (tanpa penyangga)

Maka diperoleh :

- Tebal pelat = 9 cm

- Tul. negatif = $1,73 \text{ cm}^2/\text{m}$

$$\text{Direncanakan pakai tulangan } \emptyset 8 \text{ mm (As} = 0,503 \text{ cm}^2)$$

$$\text{Jumlah tulangan per 1 m} = 1,73/0,503 = 3,439 \approx 4 \text{ buah}$$

Jadi, dipasang tulangan negatif $\emptyset 8 - 250$

4.1.4 Perencanaan balok utama tangga

Balok utama tangga dianalisa dengan asumsi terletak di atas dua tumpuan sederhana yang menerima beban merata dari berat sendiri dan beban dari pelat anak tangga. Balok utama tangga direncanakan menggunakan profil WF150x75x5x7 dengan data sebagai berikut :

| | | | | | | | |
|----|---|-----|------|----|---|------|-----------------|
| w | = | 14 | kg/m | ix | = | 6.11 | cm |
| d | = | 150 | mm | iy | = | 1.66 | cm |
| bf | = | 75 | mm | Sx | = | 88.8 | cm ³ |

| | | | | | | | |
|----|---|-------|-----------------|----|---|--------------|-----------------|
| tw | = | 5 | mm | Sy | = | 13.2 | cm ³ |
| tf | = | 7 | mm | Zx | = | 98 | cm ³ |
| r | = | 8 | mm | Zy | = | 21 | cm ³ |
| A | = | 17.85 | cm ² | h | = | d - 2(tf+r) | |
| Ix | = | 666 | cm ⁴ | | = | 150 - 2(7+8) | |
| Iy | = | 49.5 | cm ⁴ | | = | 120 | mm |

a. Pembebanan

1. Pada anak tangga

• Beban mati

Berat injakan tangga :
 $= 177,36 \text{ kg/m}^2 \times 1 \text{ m} = 177,36 \text{ kg/m}$

Berat pelat anak tangga :
 $= (0.09 \times 1 \times 2400) / \cos 29.53^0 = 248,24 \text{ kg/m}$

Berat bondex :
 $= (1 \times 10.1) / \cos 29.53^0 = 11,60 \text{ kg/m}$

Berat keramik (1 cm) :
 $= 24 \text{ kg/m}^2 \times 1 \text{ m} = 24 \text{ kg/m}$

Berat adukan semen (2 cm) :
 $= 42 \text{ kg/m}^2 \times 1 \text{ m} = 42 \text{ kg/m}$

Berat pegangan tangga = 50 kg/m

Berat profil :
 $= 14 / \cos 29.53^0 = \underline{16,09 \text{ kg/m} +}$
 $= 569,29 \text{ kg/m}$

Alat penyambung :
 $= 10\% \times 569.29 \text{ kg/m} = \underline{56,93 \text{ kg/m} +}$
 $q_{D1} = 626,62 \text{ kg/m}$

• Beban hidup

Pada tangga (q_{Li}) : $1 \text{ m} \times 300 \text{ kg/m}^2 = 300 \text{ kg/m}$

2. Pada bordes

• Beban mati

Berat pelat bordes :
 $= 0.09 \times 2 \times 2400 = 432 \text{ kg/m}$

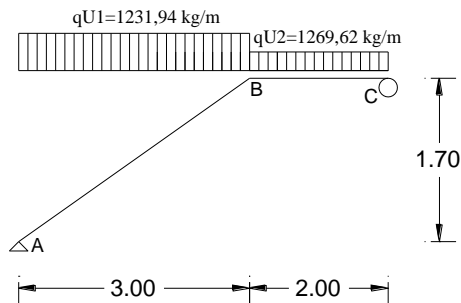
| | |
|------------------------------------|--------------------------------|
| Berat pelat bondex : | |
| $= 2 \times 10.1$ | $= 20,2 \text{ kg/m}$ |
| Berat keramik (1 cm) | |
| $= 2 \times 24$ | $= 48 \text{ kg/m}$ |
| Berat adukan (2 cm) | |
| $= 2 \times 42$ | $= 84 \text{ kg/m}$ |
| Berat profil | $= 14 \text{ kg/m} +$ |
| | $= 598,2 \text{ kg/m}$ |
| Alat penyambung | |
| $= 10\% \times 598,2 \text{ kg/m}$ | $= 59,82 \text{ kg/m} +$ |
| | $q_{D2} = 658,02 \text{ kg/m}$ |

- Beban hidup
Pada tangga (q_{L2}) : $1 \text{ m} \times 300 \text{ kg/m}^2 = 300 \text{ kg/m}$

b. Kombinasi beban

$$\begin{aligned}
 q_{U1} &= 1,2 q_{D1} + 1,6 q_{L1} \\
 &= 1,2 \times 626,62 + 1,6 \times 300 \\
 &= 1231,94 \text{ kg/m} \\
 q_{U2} &= 1,2 q_{D2} + 1,6 q_{L2} \\
 &= 1,2 \times 658,02 + 1,6 \times 300 \\
 &= 1269,62 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

c. Gaya Dalam



Gambar 4.3 Model Mekanika Pembebanan Tangga

$$\Sigma M_A = 0$$

$$-R_c(5) + q_{U2}(2)(4) + q_{U1}(3)(1,5) = 0$$

$$R_c = \frac{10156,96 + 5543,73}{5} = 3140,138 \text{ kg}$$

$$\Sigma M_c = 0$$

$$R_a(5) - q_{U1}(3)(3,5) - q_{U2}(2)(1) = 0$$

$$R_a = \frac{12935,37 + 2539,24}{5} = 3094,922 \text{ kg}$$

Kontrol :

$$\begin{aligned}\Sigma V &= R_a + R_c - q_{U1}(3) - q_{U2}(2) \\ &= 3094,922 + 3140,138 - 3695,82 - 2539,24 \\ &= 0 \dots (\text{OK})\end{aligned}$$

Bidang M

A – B : (lihat kiri)

$$M_X = R_a \cdot x - \frac{1}{2} q_{U1} X^2 = 3094,922 X - \frac{1}{2} 1231,94 X^2$$

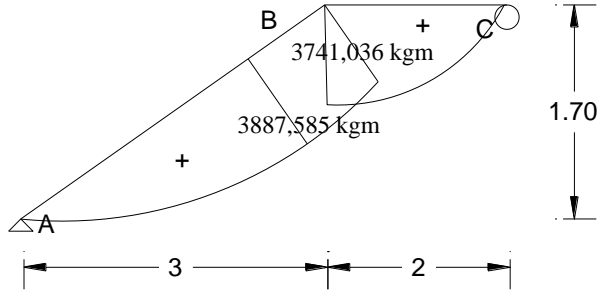
$$\begin{aligned}M_B (x = 3) &= 3094,922 \times 3 - 0,5 \times 1231,94 \times (3)^2 \\ &= 3741,036 \text{ kgm}\end{aligned}$$

Momen maksimum terjadi bila $\frac{dM_X}{d_X} = 0$

$$\frac{dM_X}{d_X} = 3094,922 - 1231,94 X = 0$$

$$X = 2,51 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}M_{\max} &= 3094,922 \times 2,51 - 0,5 \times 1231,94 \times (2,51)^2 \\ &= 3887,585 \text{ kgm}\end{aligned}$$



Gambar 4.4 Bidang M Tangga

Bidang D

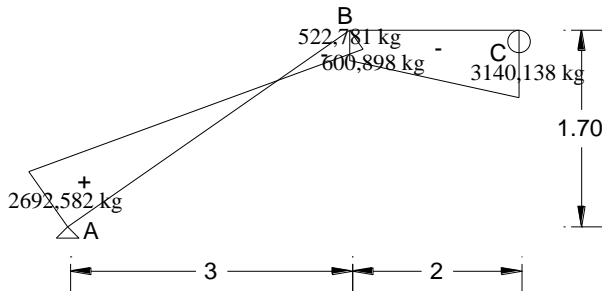
A – B : (lihat kiri)

$$\begin{aligned} D_{A \text{ kanan}} &= R_a \cos 29,53^\circ \\ &= 3094,9 \times \cos 29,53^\circ \\ &= 2692,582 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} D_{B \text{ kiri}} (X = 3) &= R_a \cdot \cos 29,53^\circ - q_{U1} \cdot (L_{AB}) \cdot \cos 29,53^\circ \\ &= 2692,582 - 1231,94 \times 3 \times \cos 29,53^\circ \\ &= -522,781 \text{ kg} \end{aligned}$$

C – B : (lihat kanan)

$$\begin{aligned} D_{C \text{ kiri}} &= -R_c = -3140,138 \text{ kg} \\ D_{B \text{ kanan}} (X = 2) &= -R_c + q_{U2} \cdot (L_{BC}) \\ &= -3140,138 + (1269,62 \times 2) \\ &= -600,898 \text{ kg} \end{aligned}$$



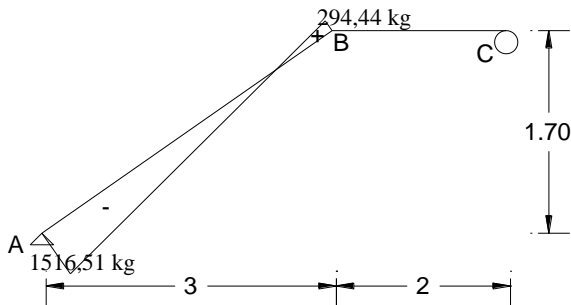
Gambar 4.5 Bidang D Tangga

Bidang N

$$\begin{aligned} N_A &= -R_a \cdot \sin 29,53^\circ \\ &= -3094,92 \times \sin 29,53^\circ \\ &= -1516,51 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} N_{B \text{ kiri}} &= -R_a \cdot \sin 29,53^\circ + q_{U1} \cdot (L_{AB}) \cdot \sin 29,53^\circ \\ &= -1516,51 + (1231,94 \times 3 \times \sin 29,53^\circ) \\ &= 294,44 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$N_{B \text{ knn} - C} = 0 \text{ kg}$$



Gambar 4.6 Bidang N Tangga

d. Kontrol kuat geser

$$\frac{h}{tw} = \frac{120}{5} = 24$$

$$\Rightarrow \frac{h}{tw} < \frac{1100}{\sqrt{fy}} \rightarrow \text{plastis}$$

$$\frac{1100}{\sqrt{fy}} = \frac{1100}{\sqrt{250}} = 69,57$$

$$\begin{aligned} V_n &= 0,6 \times fy \times A_w \\ &= 0,6 \times 2500 \times (15 \times 0,5) \\ &= 11250 \text{ kg} \end{aligned}$$

Syarat :

$$\begin{aligned} \Phi V_n &\geq V_u \\ 0,9 \times 11250 &\geq 3140,138 \\ 10125 &\geq 3140,138 \quad \dots \text{ Ok} \end{aligned}$$

e. Kontrol Kuat Momen Lentur

- Tekuk lokal (*local buckling*)

Sayap :

$$\begin{aligned} \frac{bf}{2tf} &= \frac{75}{2 \times 7} = 5,36 \\ \lambda_p &= \frac{170}{\sqrt{250}} = 10,75 \end{aligned} \Rightarrow \frac{bf}{2tf} < \lambda_p$$

..... penampang kompak !

Badan :

$$\begin{aligned} \frac{h}{tw} &= \frac{120}{5} = 24 \\ \lambda_p &= \frac{1680}{\sqrt{250}} = 106,25 \end{aligned} \Rightarrow \frac{h}{tw} < \lambda_p$$

$$\text{Maka } M_n = M_p = Z_x \times fy = 98 \times 2500 = 445000 \text{ kgcm}$$

- Tekuk lateral (*lateral buckling*)

Jarak penahan lateral (L_b) = 60 cm

Dari tabel profil untuk profil WF150x75x5x7 dengan BJ 41, diperoleh :

$$L_p = 82,635 \text{ cm}$$

$$L_r = 300,441 \text{ cm}$$

Dengan demikian :

$$L_b < L_p \text{ bentang pendek}$$

Maka :

$$M_n = M_p = Z_x \times f_y = 445000 \text{ kgcm} = 4450 \text{ kgm}$$

Syarat :

$$\Phi M_n \geq M_u$$

$$0,9 \times 4450 \geq 3887,585$$

$$4005 \geq 3887,585 \quad \text{.....Ok}$$

f. Kontrol Lendutan

Lendutan ijin :

$$f' = \frac{L}{360} = \frac{3 + 2}{360} = 0,14 \text{ cm}$$

Dari hasil perhitungan dengan etabs V 9.6.0 diperoleh lendutannya sebesar : $y_{\max} = 0,05 \text{ cm}$, maka :

$$y_{\max} < f' \quad \text{.... Ok}$$

g. Persamaan Interaksi Tekan - Lentur

$$L = \sqrt{(300)^2 + (200)^2} = 305,16 \text{ cm}$$

$$K_c = 1 \text{ (sendi - rol)}$$

$$\lambda_c = \frac{K_c L}{\pi i_y} \sqrt{\frac{f_y}{E}} = \frac{1 \cdot 305,16}{\pi \cdot 7,26} \sqrt{\frac{2500}{20000000}}$$

$$= 0,47 \rightarrow 0,25 < \lambda_c < 1,2$$

$$w = \frac{1,43}{1,6 - 0,67\lambda_c} = \frac{1,43}{1,6 - 0,67 \times 0,47} = 1,11$$

$$P_n = \frac{A_g \cdot f_y}{\omega} = \frac{17.85 \times 2500}{1.11} = 40202,7 \text{ kg}$$

$$\phi P_n = 0,85 \times 40202,7 = 34172,3 \text{ kg}$$

$$\frac{P_u}{\phi P_n} = \frac{1516,51}{34172,3} = 0,042 < 0,2, \text{ maka :}$$

$$\frac{P_u}{\phi P_n} + \left[\frac{M_{ux}}{\phi M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi M_{ny}} \right] \leq 1,0$$

$$\frac{1449,93}{34172,3} + \left[\frac{2512,22}{3150} \right] = 0,840 \leq 1,0 \text{ OK}$$

4.1.5 Perencanaan Balok Penumpu Tangga

Balok penumpu tangga direncanakan menggunakan profil WF250x125x6x9 dengan data sebagai berikut :

| | | | |
|----|-------------------------|----|-----------------------------|
| w | = 29,6 kg/m | ix | = 10,4 cm |
| d | = 250 mm | iy | = 2,79 cm |
| bf | = 125 mm | Sx | = 324 cm ³ |
| tw | = 6 mm | Sy | = 47 cm ³ |
| tf | = 9 mm | Zx | = 352 cm ³ |
| r | = 12 mm | Zy | = 72 cm ³ |
| A | = 37,66 cm ² | h | = d - 2(t _f + r) |
| Ix | = 4050 cm ⁴ | | = 250 - 2(9 + 12) |
| Iy | = 294 cm ⁴ | | = 208 mm |

Bahan :

BJ 41 : $f_y = 2500 \text{ kg/cm}^2$

$f_u = 4100 \text{ kg/cm}^2$

Panjang balok (L) = 3,127 m = 3127 mm

a. Pembebanan

- Beban terbagi rata :

$$\begin{aligned}
 & \text{- Berat profil} & & = 29,6 \text{ kg/m} \\
 & \text{- Berat ikatan} & & \\
 & \quad = 10\% \times 29,6 \text{ kg/m} & & = \frac{2,96 \text{ kg/m}}{+} \\
 & q_D & = & 32,56 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

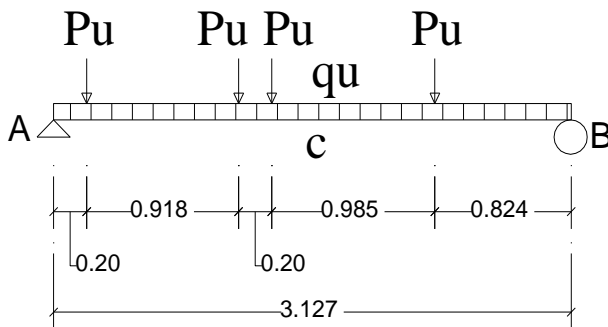
- Beban terpuat :

$$\begin{aligned}
 P_d &= R_c \text{ balok utama tangga setelah komposit} \\
 &= 3140,138 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

b. Kombinasi beban

$$\begin{aligned}
 q_U &= 1,4 q_D \\
 &= 1,4 \times 32,56 \\
 &= 45,58 \text{ kg/m} \\
 P_u &= 1,4 P_d \\
 &= 1,4 \times 3140,138 \\
 &= 4396,19 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

c. Gaya dalam



Gambar 4.7 Model Mekanika Pembebanan Balok Penumpu Tangga

$$\Sigma M_A = 0$$

$$- R_B \cdot (3,127) + P_u(2,303+1,318+1,118+0,2) + q_u \cdot 3,127 \cdot (1,563) = 0$$

$$- 3,127R_B + P_u (2,303+1,318+1,118+0,2) + 45,58 \cdot 4,887 = 0$$

$$- 3,127R_B + 4396,19 (4,939) + 222,84 = 0$$

$$R_B = 7014,910 \text{ kg}$$

Aksi = reaksi

$$4 \cdot P_u + q_u \cdot 3,127 = R_A + R_B$$

$$4 \cdot 4396,19 + 45,58 \cdot 3,127 = R_A + 7014,910$$

$$17727,289 = R_A + 7014,910$$

$$R_A = 10712,376 \text{ kg}$$

$$V_{u_{\max}} = 10712,376 \text{ kg}$$

$$M_{\max} = M_c$$

$$= R_A \cdot (1,318+X) - P_u \cdot (1,118+X) - P_u \cdot (0,2+X) - P_u \cdot X -$$

$$q_u \cdot (1,318+X) \cdot 0,5 \cdot (1,318+X) = 0$$

$$= 10712,376 \cdot (1,318+X) - 4396,19 \cdot (1,118+X) - 4396,19 \cdot (0,2+X)$$

$$- 4396,19 \cdot X - 45,58 \cdot (1,318+X) \cdot 0,5 \cdot (1,318+X) = 0$$

$$M_{\max} = 7258,98 - 9,572X - 22,79X^2$$

$$\frac{dM_X}{dX} = 0,6837 - 45,58X = 0$$

$$X = 0,21 \text{ m}$$

$$M_{\max} = 7258,98 - 9,572(0,21) - 22,79(0,21)^2$$

$$= 7256,84 \text{ kgm}$$

d. Kontrol kuat geser

$$\frac{h}{tw} = \frac{208}{6} = 34,67$$

$$\Rightarrow \frac{h}{tw} < \frac{1100}{\sqrt{f_y}} \rightarrow \text{plastis}$$

$$\frac{1100}{\sqrt{f_y}} = \frac{1100}{\sqrt{250}} = 69,57$$

$$V_n = 0,6 \times f_y \times A_w$$

$$= 0,6 \times 2500 \times (25 \times 0,6)$$

$$= 22500 \text{ kg}$$

Syarat :

$$\begin{aligned}\Phi V_n &\geq V_u \\ 0,9 \times 22500 &\geq 10712,376 \\ 20250 &\geq 10712,376 \quad \text{..... Ok}\end{aligned}$$

e. Kontrol kuat momen lentur

Sayap :

$$\begin{aligned}\frac{bf}{2tf} &= \frac{125}{2 \times 9} = 6,94 \\ \lambda_p &= \frac{170}{\sqrt{250}} = 10,75 \\ \Rightarrow \frac{bf}{2tf} &< \lambda_p \\ \text{..... penampang kompak !}\end{aligned}$$

Badan :

$$\begin{aligned}\frac{h}{tw} &= \frac{208}{6} = 34,67 \\ \lambda_p &= \frac{1680}{\sqrt{250}} = 106,25 \\ \Rightarrow \frac{h}{tw} &< \lambda_p\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Maka } M_n = M_p &= Z_x \times f_y = 352 \times 2500 = 880000 \text{ kgcm} \\ &= 8800 \text{ kgm}\end{aligned}$$

Syarat :

$$\begin{aligned}\Phi M_n &\geq M_u \\ 0,9 \times 8800 &\geq 7824,7 \\ 7920 &\geq 7256,84 \quad \text{.....Ok}\end{aligned}$$

f. Kontrol lendutan

Lendutan ijin :

$$f' = \frac{L}{360} = \frac{600}{360} = 1,67 \text{ cm}$$

Dari hasil perhitungan dengan etabs V 9.6.0 diperoleh lendutannya sebesar : $y_{\max} = 0,4 \text{ cm}$, maka :

$$y_{\max} < f' \quad \dots \text{Ok}$$

4.2 Perencanaan Pelat Lantai

Pelat lantai direncanakan menggunakan dek baja gelombang (bondex) yang diproduksi oleh PT. Gunung Garuda dengan data – data sebagai berikut :

- Tebal = 0,75 mm
- Berat = 10,1 kg/m²

Kebutuhan tulangan negatif didapat dengan menggunakan bantuan tabel praktis yang dikeluarkan oleh produsen bondex tersebut.

4.2.1 Perencanaan pelat lantai atap

a. Perhitungan beban berguna (*super imposed load*)

- Beban hidup
Lantai atap = 100 kg/m²
- Beban finishing
 - Aspal (1cm) = 14 kg/m²
 - Penggantung plafond = 7 kg/m²
 - Plafond = 11 kg/m²
 - Perpipaian = 25 kg/m² +

$$\text{Total} = 57 \text{ kg/m}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Beban berguna} &= \text{beban hidup} + \text{beban finishing} \\ &= 100 + 57 \\ &= 157 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

b. Perhitungan tulangan negatif

Berdasarkan tabel perencanaan praktis untuk bentang menerus dengan tulangan negatif, dimana :

- Beban berguna = 200 kg/m^2
- Bentang = $3,6 \text{ m}$ (dengan satu baris penyangga)

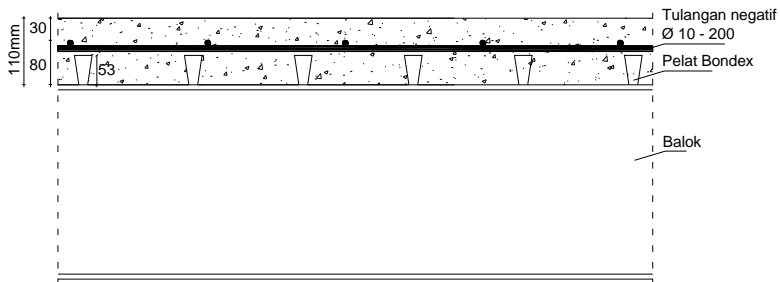
Maka diperoleh :

- Tebal pelat = 11 cm
- Tul. negatif = $3,26 \text{ cm}^2/\text{m}$

Direncanakan pakai tulangan $\varnothing 10 \text{ mm}$ ($A_s = 0,785 \text{ cm}^2$).

Jumlah tulangan per $1 \text{ m} = 3,26/0,785 = 4,15 \approx 5$ buah

Jadi, dipasang tulangan negatif $\varnothing 10 - 200$



Gambar 4.8 Potongan Pelat Lantai Atap

4.2.2 Perencanaan pelat lantai 1 – 11

a. Perhitungan beban berguna (*super imposed load*)

- Beban hidup
Lantai = 250 kg/m^2
- Beban finishing
 - Keramik (1 cm) = 24 kg/m^2
 - Adukan semen (1 cm) = 21 kg/m^2
 - Penggantung plafond = 7 kg/m^2
 - Plafond = 11 kg/m^2
 - Perpipaian = $25 \text{ kg/m}^2 +$

Total = 88 kg/m^2

Beban berguna = beban hidup + beban finishing

$$\begin{aligned}
 &= 250 + 88 \\
 &= 338 \text{ kg/m}^2
 \end{aligned}$$

b. Perhitungan tulangan negatif

Berdasarkan tabel perencanaan praktis untuk bentang menerus dengan tulangan negatif, dimana :

- Beban berguna = 400 kg/m^2
- Bentang = $3,6 \text{ m}$ (dengan satu baris penyangga)

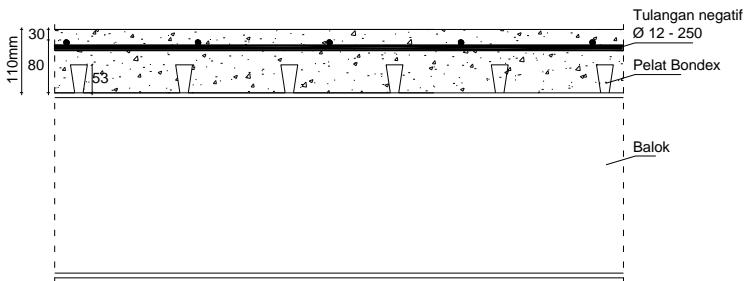
Maka diperoleh :

- Tebal pelat = 11 cm
- Tul. negatif = $4,1 \text{ cm}^2/\text{m}$

Direncanakan pakai tulangan $\emptyset 12 \text{ mm}$ ($A_s = 1,131 \text{ cm}^2$)

Jumlah tulangan per $1 \text{ m} = 4,1/1,131 = 3,625 \approx 4 \text{ buah}$

Jadi, dipasang tulangan negatif $\emptyset 12 - 250$



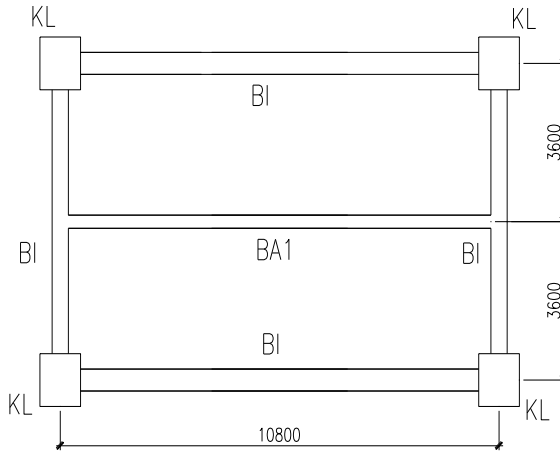
Gambar 4.9 Potongan Pelat Lantai 1 - 14

4.3 Perencanaan Balok Anak

Fungsi dari balok anak adalah meneruskan beban yang dipikul dari plat lantai ke balok induk.

4.3.1 Perencanaan balok anak lantai (BA)

Gambar berikut memberikan penjelasan mengenai posisi balok anak lantai (BA1).



Gambar 4.10 Denah Balok Anak Lantai BA1

Balok anak lantai BA1 direncanakan menggunakan profil WF 450 x 200 x 10 x 16 dengan data sebagai berikut :

| | | | | | |
|----|---------|-----------------|----|------------------|-----------------|
| w | = 89,65 | kg/m | ix | = 20,46 | cm |
| d | = 500 | mm | iy | = 4,33 | cm |
| bf | = 200 | mm | Sx | = 1912 | cm ³ |
| tw | = 10 | mm | Sy | = 214 | cm ³ |
| tf | = 16 | mm | Zx | = 2096 | cm ³ |
| r | = 20 | mm | Zy | = 332 | cm ³ |
| A | = 114,2 | cm ² | h | = d – 2(tf+r) | |
| Ix | = 47800 | cm ⁴ | | = 500 – 2(16+20) | |
| Iy | = 2140 | cm ⁴ | | = 428 | mm |

Bahan :

BJ 41 : $f_y = 2500 \text{ kg/cm}^2$

$f_u = 4100 \text{ kg/cm}^2$

Beton : $f_c' = 30 \text{ Mpa} = 300 \text{ kg/cm}^2$

Panjang balok (L) = 10,8 m = 1080 mm

Kondisi sebelum komposit

a. Pembebanan

- Beban mati :
 - Berat bondex
 $= 10,1 \text{ kg/m}^2 \times 3,6 \text{ m} = 36,36 \text{ kg/m}$
 - Berat pelat beton
 $= 2400 \text{ kg/m}^3 \times 3,6 \text{ m} \times 0,12 \text{ m} = 1036,8 \text{ kg/m}$
 - Berat profil
 $= \frac{89,65}{1162,81} \text{ kg/m} +$
 - Berat ikatan
 $= 10\% \times 1268,4 \text{ kg/m} = \frac{116,281}{116,281} \text{ kg/m} +$

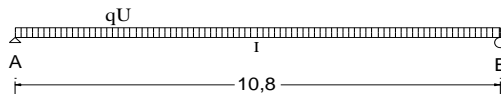
$$qD = 1279,09 \text{ kg/m}$$

- Beban hidup
 Pada lantai (qL) : $3,6 \text{ m} \times 100 \text{ kg/m}^2 = 360 \text{ kg/m}$

b. Kombinasi beban :

$$\begin{aligned} qU &= 1,2 \times qD + 1,6 \times qL \\ &= 1,2 \times 1279,09 + 1,6 \times 360 \\ &= 2110,909 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

c. Gaya dalam :



Gambar 4.11 Model Mekanika Pembebanan Balok BAl sebelum komposit

$$\begin{aligned} R_a = R_b &= 0,5 \times qU \times 10,8 \\ &= 0,5 \times 2110,9 \times 10,8 \end{aligned}$$

$$= 11398,91 \text{ kg}$$

$$V_{u \max} = 11398,91 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} M_{u \max} &= 1/8 \times qU \times 10,5^2 \\ &= 30777,06 \text{ kgm} \end{aligned}$$

d. Kontrol kuat geser

$$\begin{aligned} \frac{h}{tw} &= \frac{428}{10} = 42,8 \\ \frac{1100}{\sqrt{fy}} &= \frac{1100}{\sqrt{250}} = 69,57 \end{aligned} \quad \Rightarrow \frac{h}{tw} < \frac{1100}{\sqrt{fy}} \rightarrow \text{plastis}$$

$$\begin{aligned} V_n &= 0,6 \times fy \times A_w \\ &= 0,6 \times 2500 \times 80 \\ &= 120000 \text{ kg} \end{aligned}$$

Syarat :

$$\begin{aligned} \Phi V_n &\geq V_u \\ 0,9 \times 120000 &\geq 11398,91 \\ 108000 &\geq 11398,91 \end{aligned} \quad \text{..... Ok}$$

e. Kontrol Kuat Momen Lentur

- Tekuk lokal (*local buckling*)

Sayap :

$$\begin{aligned} \frac{bf}{2tf} &= \frac{200}{2 \times 16} = 6,25 \\ \lambda_p &= \frac{170}{\sqrt{250}} = 10,75 \end{aligned} \quad \Rightarrow \frac{bf}{2tf} < \lambda_p$$

Badan :

$$\frac{h}{tw} = \frac{428}{10} = 42,8 \quad \Rightarrow \quad \frac{h}{tw} < \lambda p$$

$$\lambda p = \frac{1680}{\sqrt{250}} = 106,25 \quad \dots \text{ penampang kompak !}$$

$$\begin{aligned} \text{Maka } M_n &= M_p \\ &= Z_x \times f_y = 2096 \times 2500 \\ &= 5240000 \text{ kg.cm} = 52400 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

Syarat :

$$\begin{aligned} \Phi M_n &\geq M_u \\ 0.9 \times 52400 &\geq 30777 \\ 36472.5 &\geq 30777 \quad \dots \text{Ok} \end{aligned}$$

f. Kontrol Lendutan

Lendutan ijin :

$$f' = \frac{L}{360} = \frac{1080}{360} = 3 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} y_{maks} &= \frac{5.(q_D + q_L).L^4}{384.E.I_x} = \frac{5x(12,791 + 3,6)x1080^4}{384.2.10^6.47800} \\ &= 0,002411 \text{ cm} < f' \dots \text{Ok} \end{aligned}$$

Kondisi setelah komposit

a. Pembebanan

- Beban mati
 - berat bondex :

$$= 10.1 \text{ kg/m}^2 \times 3,6 \text{ m} = 36,36 \text{ kg/m}$$
 - berat pelat beton :

$$= 2400 \text{ kg/m}^3 \times 3,6 \text{ m} \times 0.12 \text{ m} = 1036,8 \text{ kg/m}$$
 - berat profil

$$= 89,65 \text{ kg/m}$$
 - berat dinding :

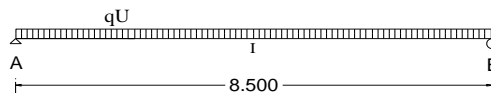
$$= 450 \text{ kg/m}^2 \times 3,5 \text{ m} = 1575 \text{ kg/m}$$

- berat keramik (1cm) :
 $= 24 \text{ kg/m}^2 \times 3,6 \text{ m} = 86,4 \text{ kg/m}$
 - berat spesi (1cm) :
 $= 21 \text{ kg/m}^2 \times 1 \times 3,6 \text{ m} = 75,6 \text{ kg/m}$
 - berat penggantung plafond :
 $= 7 \text{ kg/m}^2 \times 3,6 \text{ m} = 25,2 \text{ kg/m}$
 - berat plafond :
 $= 11 \text{ kg/m}^2 \times 3,6 \text{ m} = 39,6 \text{ kg/m}$
 - berat perpipaian :
 $= 25 \text{ kg/m}^2 \times 3,6 \text{ m} = \frac{90 \text{ kg/m}}{3054,61 \text{ kg/m}}$
 - berat ikatan
 $= 10\% \times 3195.4 = \frac{305,461 \text{ kg/m}}{3360,07 \text{ kg/m}}$
- Beban hidup
 $qL = 250 \text{ kg/m}^2 \times 3,6 \text{ m} = 900 \text{ kg/m}$

b. Kombinasi beban :

$$\begin{aligned}
 qU &= 1,2 qD + 1,6 qL \\
 &= 1,2 \times 3360,07 + 1,6 \times 900 \\
 &= 5472,085 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

c. Gaya dalam



Gambar 4.12 Model Mekanika Pembebanan Balok BAI setelah komposit

$$\begin{aligned}
 R_a &= R_b = 0,5 \times qU \times 10,8 \\
 &= 0,5 \times 5472,1 \times 10,8
 \end{aligned}$$

$$= 29549,26 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} V_{u \max} &= 29549,26 \text{ kg} \\ \mu_{u \max} &= 1/8 \times q_u \times 10,8^2 \\ &= 79783 \text{ kgm} \end{aligned}$$

d. Kontrol kuat geser

Kuat geser balok tergantung pada perbandingan antara tinggi bersih pelat badan (h) dengan tebal pelat badan (t_w).

$$\frac{h}{t_w} = \frac{428}{10} = 42,8$$

$$1.1 \sqrt{\frac{k_n E}{f_y}}$$

Dimana: $k_n = 5$, untuk balok tanpa pengaku vertikal pelat badan

Sehingga :

$$1.1 \sqrt{\frac{k_n E}{f_y}} = 1.1 \sqrt{\frac{5 \times 2 \times 10^6}{2500}} = 69,57$$

$$\frac{h}{t_w} < 1.1 \sqrt{\frac{k_n E}{f_y}} \Rightarrow \text{plastis}$$

Maka :

$$\begin{aligned} V_n &= 0.6 \times f_y \times A_w \\ &= 0.6 \times 2500 \times 80 \\ &= 120000 \text{ kg} \end{aligned}$$

Syarat :

$$\begin{aligned} \Phi V_n &\geq V_u \\ 0.9 \times 120000 &\geq 29549 \\ 10800 &\geq 29549 \end{aligned} \quad \text{..... Ok}$$

e. Lebar efektif (balok interior)

$$\begin{aligned} - \text{beff} &\leq L/4 = 1080/4 = 270 \text{ cm} \\ - \text{beff} &\leq b_o = 360 \text{ cm} \end{aligned}$$

pakai beff = 270 cm

f. Kontrol Kuat Momen Lentur

- Tekuk lokal (*local buckling*)

Badan :

$$\frac{h}{tw} = \frac{428}{10} = 42,8$$

$$\lambda_p = \frac{1680}{\sqrt{250}} = 106,25$$

$$\Rightarrow \frac{h}{tw} < \lambda_p$$

Karena profil penampang kompak, maka kekuatan lentur positif dapat dihitung dengan menggunakan distribusi tegangan plastis.

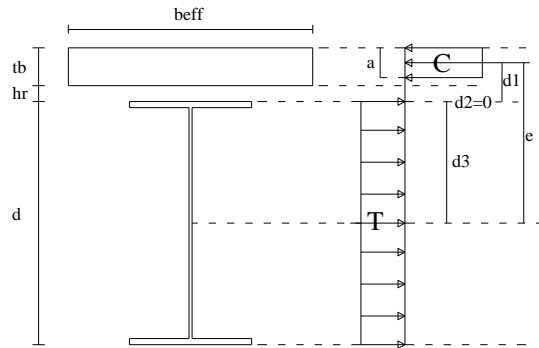
Menghitung momen nominal (M_n)

Menentukan gaya yang terjadi :

$$\begin{aligned} C &= 0,85 \times f'_c \times t_b \times b_{eff} \\ &= 0,85 \times 300 \times (11-5,3) \times 270 \\ &= 392445 \text{ kg} \\ T &= A_s \times f_y \\ &= 114,2 \times 2500 \\ &= 285500 \text{ kg} \end{aligned}$$

Karena $C > T$ maka garis netral platis terletak di beton :

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b_{eff}} = \frac{114,2 \times 2500}{0,85 \times 300 \times 270} = 4,147 \text{ cm}$$



Gambar 4.13 Penampang Komposit Balok Anak BA1

Menentukan jarak-jarak dari centroid gaya-gaya yang bekerja

$$d_1 = h_r + t_b - a/2 = 5,3 + 6,7 - 4,147/2 = 8,92 \text{ cm}$$

$d_2 = 0$ (profil baja tidak mengalami tekan)

$$d_3 = d/2 = 50/2 = 25 \text{ cm}$$

$$e = d_1 + d_2 + d_3 = 8,92 + 0 + 25 = 33,927 \text{ cm}$$

Perhitungan momen positif :

$$\begin{aligned} M_n &= T \times e = 285500 \times 33,927 = 9686059 \text{ kg.cm} \\ &= 96861 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

Syarat :

$$\Phi M_n \geq M_u$$

$$0.85 \times 96861 \geq 79783$$

$$87174,53 \geq 79783 \quad \text{.....Ok}$$

Kekuatan nominal penampang komposit lebih besar daripada momen akibat beban berfaktor, sehingga penampang mampu menahan beban yang terjadi.

g. Momen inersia transformasi

Menghitung transformasi beton ke baja :

$$E_c = 0,041 \cdot w_c^{1,5} \cdot \sqrt{f_c'} = 0,041 \times 2400^{1,5} \times \sqrt{30} = 26403,5 \text{ MPa}$$

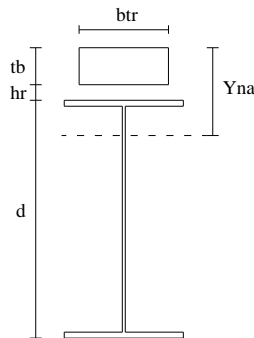
$$E_s = 2 \times 10^5 \text{ Mpa}$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2 \times 10^5}{26403,5} = 7,6$$

$b_{eff} = 270 \text{ cm}$ (balok interior)

$$b_{tr} = \frac{b_{eff}}{n} = \frac{270}{7,6} = 35,645 \text{ cm}$$

$$A_{tr} = b_{tr} \times t_b = 35,64 \times (11 - 5,3) = 203,17 \text{ cm}^2$$



Gambar 4.14 Penampang Transformasi Balok Anak BAI

- Menentukan letak garis netral :

$$Y_{na} = \frac{\left[A_{tr} \cdot \frac{1}{2} t_b \right] + \left[A_s \left(t_b + h_r + \frac{1}{2} d \right) \right]}{(A_{tr} + A_s)}$$

$$Y_{na} = \frac{\left[238,82 \frac{1}{2} 5,7 \right] + \left[114,2 \left(6,7 + 5,3 + \frac{1}{2} 50 \right) \right]}{(238,82 + 114,2)}$$

$$Y_{na} = 14,78 \text{ cm}$$

- Menentukan nilai momen inersia penampang transformasi:

$$\begin{aligned} I_{tr} &= \left[\left(\frac{1}{12} b t r \cdot t b^3 \right) + A t r \cdot \left(Y_{na} - \frac{t b}{2} \right)^2 \right] + \left[I_x + A s \left(\left(t b + h r + \frac{d}{2} \right) - Y_{na} \right)^2 \right] \\ &= \left[\left(\frac{1}{12} \times 35,64 \times 5,7^3 \right) + 203,17 \times \left(14,78 - \frac{5,7}{2} \right)^2 \right] + \left[47800 + 114,2 \times \left(\left(5,7 + 5,3 + \frac{50}{2} \right) - 14,78 \right)^2 \right] \\ &= 27429,06 + 104193 = 131621,7 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

h. Kontrol Lendutan

Lendutan ijin :

$$f' = \frac{L}{360} = \frac{1080}{360} = 3 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} y_{maks} &= \frac{5 \cdot (q_D + q_L) \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_x} = \frac{5 \times (33,601 + 9) \times 1080^4}{384 \times 2 \times 10^6 \times 131622} \\ &= 1,87 \text{ cm} < f' \quad \text{..... Ok} \end{aligned}$$

i. Perencanaan Penghubung Geser

Untuk penghubung geser yang dipakai adalah tipe stud dengan:

$$d_s = 19 \text{ mm}$$

$$A_{sc} = 283,52 \text{ mm}^2$$

$$f_u = 400 \text{ Mpa} = 40 \text{ kg/mm}^2$$

$$\begin{aligned} E_c &= 0,041 \cdot w^{1,5} \cdot \sqrt{f'c} = 0,041 \times 2400^{1,5} \times \sqrt{30} \\ &= 26403,5 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_n &= 0,5 \cdot A_{sc} \cdot (\sqrt{f'c} \cdot E_c) = 0,5 \times 201,062 \times \sqrt{30 \times 26403,5} \\ &= 89721,17 \text{ N} \end{aligned}$$

$$= 9155,211 \text{ kg/stud}$$

$$Q_n \leq A_{sc} \cdot f_u$$

$$9155,211 \text{ kg/stud} < 283.52 \times 40 \text{ kg/stud}$$

$$9155,211 \text{ kg/stud} < 11340.8 \text{ kg/stud}$$

Cek koefisien reduksi (r_s) karena pengaruh pelat bondex yang dipasang tegak lurus terhadap balok.

$$h_r = 53 \text{ mm}$$

$$H_s = (h_r + 40) \text{ mm} = 93 \text{ mm}$$

$$W_r = 180 \text{ mm}$$

$$N_r = 2 \text{ (dipasang 2 stud pada setiap gelombang)}$$

$$\begin{aligned} r_s &= \frac{0.85}{\sqrt{N_r}} \left(\frac{W_r}{h_r} \right) \left(\frac{H_s}{h_r} - 1 \right) \leq 1 \\ &= \frac{0.85}{\sqrt{2}} \left(\frac{180}{53} \right) \left(\frac{93}{53} - 1 \right) \leq 1 \\ &= 1.54 < 1 \end{aligned}$$

Jumlah stud untuk setengah bentang, dimana *shear conector* dipasang 2 buah dalam satu baris :

$$N = \frac{T}{2Q_n r_s} = \frac{285500}{2 \times 9155,211} = 15,6 \approx 16 \text{ pasang}$$

Jarak seragam (S) dengan stud pada masing-masing lokasi :

$$S = \frac{L}{N} = \frac{1080}{16} = 67,5 \text{ cm}$$

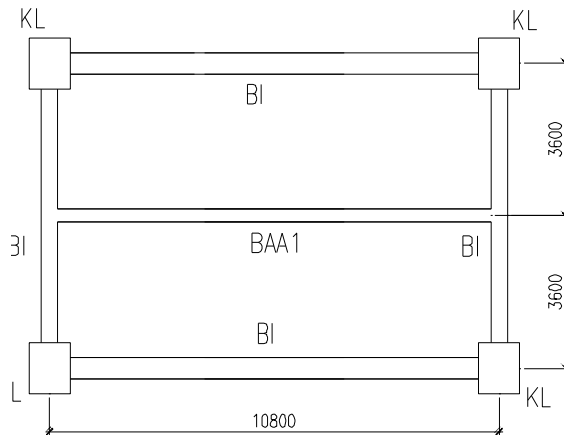
$$\begin{aligned} \text{Jarak maksimum (S}_{\text{maks}}) &= 8 \cdot t_{\text{platbeton}} \quad \dots \text{LRFD-15.6} \\ &= 8 \times 11 \text{ cm} = 88 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Jarak minimum} &= 6 \cdot (\text{diameter}) \quad \dots \text{LRFD-15.6} \\ &= 6 \times 19 \text{ cm} = 11,4 \text{ cm} \end{aligned}$$

Jadi, *shear connector* dipasang setiap jarak 60 cm, agar sekaligus berfungsi sebagai penahan lateral (L_b) pada balok.

4.3.2 Perencanaan balok anak atap (BAA1)

Gambar berikut memberikan penjelasan mengenai posisi balok anak lantai (BAA1).



Gambar 4.15 Denah Balok Anak Lantai BAA1

Balok anak lantai BA1 direncanakan menggunakan profil WF 400 x 200 x 8 x 16 dengan data sebagai berikut :

| | | | | | |
|----|---------|-----------------|----|------------------|-----------------|
| w | = 89,65 | kg/m | ix | = 20,46 | cm |
| d | = 500 | mm | iy | = 4,33 | cm |
| bf | = 200 | mm | Sx | = 1912 | cm ³ |
| tw | = 10 | mm | Sy | = 214 | cm ³ |
| tf | = 16 | mm | Zx | = 2096 | cm ³ |
| r | = 20 | mm | Zy | = 332 | cm ³ |
| A | = 114,2 | cm ² | h | = d – 2(tf+r) | |
| Ix | = 47800 | cm ⁴ | | = 500 – 2(16+20) | |
| Iy | = 2140 | cm ⁴ | | = 428 | mm |

Bahan :

BJ 41 : $f_y = 2500 \text{ kg/cm}^2$

$f_u = 4100 \text{ kg/cm}^2$

Beton : $f_c' = 30 \text{ Mpa} = 300 \text{ kg/cm}^2$

Panjang balok (L) = 10,8 m = 1080 mm

Kondisi sebelum komposit

g. Pembebanan

- Beban mati :

- Berat bondex
 $= 10,1 \text{ kg/m}^2 \times 3,6 \text{ m} = 36,36 \text{ kg/m}$
- Berat pelat beton
 $= 2400 \text{ kg/m}^3 \times 3,6 \text{ m} \times 0,12 \text{ m} = 1036,8 \text{ kg/m}$
- Berat profil
 $= 89,65 \text{ kg/m} +$
 $= 1162,81 \text{ kg/m}$
- Berat ikatan
 $= 10\% \times 1268,4 \text{ kg/m} = 116,281 \text{ kg/m} +$

$$qD = 1279,09 \text{ kg/m}$$

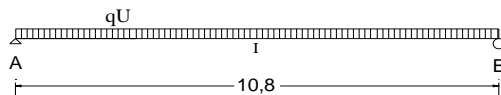
- Beban hidup

Pada lantai (qL) : $3,6 \text{ m} \times 100 \text{ kg/m}^2 = 360 \text{ kg/m}$

h. Kombinasi beban :

$$\begin{aligned} qU &= 1,2 \times qD + 1,6 \times qL \\ &= 1,2 \times 1279,09 + 1,6 \times 360 \\ &= 2110,909 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

i. Gaya dalam :



Gambar 4.16 Model Mekanika Pembebanan Balok BAA1 sebelum komposit

$$\begin{aligned} R_a = R_b &= 0,5 \times qU \times 10,8 \\ &= 0,5 \times 2110,9 \times 10,8 \\ &= 11398,91 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{u \max} &= 11398,91 \text{ kg} \\
 M_{u \max} &= 1/8 \times qU \times 10,5^2 \\
 &= 30777,06 \text{ kgm}
 \end{aligned}$$

j. Kontrol kuat geser

$$\begin{aligned}
 \frac{h}{tw} &= \frac{428}{10} = 42,8 \\
 \frac{1100}{\sqrt{fy}} &= \frac{1100}{\sqrt{250}} = 69,57 \\
 \Rightarrow \frac{h}{tw} &< \frac{1100}{\sqrt{fy}} \rightarrow \text{plastis}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_n &= 0,6 \times fy \times A_w \\
 &= 0,6 \times 2500 \times 80 \\
 &= 120000 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Syarat :

$$\begin{aligned}
 \Phi V_n &\geq V_u \\
 0,9 \times 120000 &\geq 11398,91 \\
 108000 &\geq 11398,91 \quad \dots \text{Ok}
 \end{aligned}$$

k. Kontrol Kuat Momen Lentur

- Tekuk lokal (*local buckling*)

Sayap :

$$\begin{aligned}
 \frac{bf}{2tf} &= \frac{200}{2 \times 16} = 6,25 \\
 \lambda_p &= \frac{170}{\sqrt{250}} = 10,75 \\
 \Rightarrow \frac{bf}{2tf} &< \lambda_p
 \end{aligned}$$

Badan :

$$\frac{h}{tw} = \frac{428}{10} = 42,8$$

$$\lambda_p = \frac{1680}{\sqrt{250}} = 106,25$$

$$\Rightarrow \frac{h}{tw} < \lambda_p \quad \dots \text{penampang kompak !}$$

Maka $M_n = M_p$

$$= Z_x \times f_y = 2096 \times 2500$$

$$= 5240000 \text{ kg.cm} = 52400 \text{ kg.m}$$

Syarat :

$$\Phi M_n \geq M_u$$

$$0.9 \times 52400 \geq 30777$$

$$36472.5 \geq 30777 \quad \dots \text{Ok}$$

1. Kontrol Lendutan

Lendutan ijin :

$$f' = \frac{L}{360} = \frac{1080}{360} = 3 \text{ cm}$$

$$y_{maks} = \frac{5 \cdot (q_D + q_L) \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_x} = \frac{5 \cdot (12,791 + 3,6) \cdot 1080^4}{384 \cdot 2 \cdot 10^6 \cdot 47800}$$

$$= 0,002411 \text{ cm} < f' \quad \dots \text{Ok}$$

Kondisi setelah komposit

j. Pembebanan

- Beban mati
 - berat bondex :

$$= 10.1 \text{ kg/m}^2 \times 3,6 \text{ m} = 36,36 \text{ kg/m}$$
 - berat pelat beton :

$$= 2400 \text{ kg/m}^3 \times 3,6 \text{ m} \times 0.12 \text{ m} = 1036,8 \text{ kg/m}$$
 - berat profil

$$= 89,65 \text{ kg/m}$$
 - berat dinding :

$$= 450 \text{ kg/m}^2 \times 3,5 \text{ m} = 1575 \text{ kg/m}$$

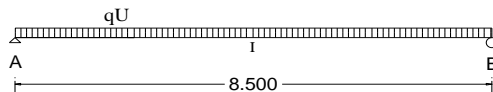
- berat keramik (1cm) :
 $= 24 \text{ kg/m}^2 \times 3,6 \text{ m} = 86,4 \text{ kg/m}$
 - berat spesi (1cm) :
 $= 21 \text{ kg/m}^2 \times 1 \times 3,6 \text{ m} = 75,6 \text{ kg/m}$
 - berat penggantung plafond :
 $= 7 \text{ kg/m}^2 \times 3,6 \text{ m} = 25,2 \text{ kg/m}$
 - berat plafond :
 $= 11 \text{ kg/m}^2 \times 3,6 \text{ m} = 39,6 \text{ kg/m}$
 - berat perpipaian :
 $= 25 \text{ kg/m}^2 \times 3,6 \text{ m} = \frac{90 \text{ kg/m}}{3054,61 \text{ kg/m}}$
 - berat ikatan
 $= 10\% \times 3195.4 = \frac{305,461 \text{ kg/m}}{3360,07 \text{ kg/m}}$
- qD

- Beban hidup
 $qL = 250 \text{ kg/m}^2 \times 3,6 \text{ m} = 900 \text{ kg/m}$

k. Kombinasi beban :

$$\begin{aligned}
 qU &= 1,2 qD + 1,6 qL \\
 &= 1,2 \times 3360,07 + 1,6 \times 900 \\
 &= 5472,085 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

l. Gaya dalam



Gambar 4.17 Model Mekanika Pembebanan Balok BAA1 setelah komposit

$$\begin{aligned}
 R_a &= R_b = 0,5 \times qU \times 10,8 \\
 &= 0,5 \times 5472,1 \times 10,8
 \end{aligned}$$

$$= 29549,26 \text{ kg}$$

$$V_{u \text{ max}} = 29549,26 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} M_{u \text{ max}} &= 1/8 \times qU \times 10,8^2 \\ &= 79783 \text{ kgm} \end{aligned}$$

m. Kontrol kuat geser

Kuat geser balok tergantung pada perbandingan antara tinggi bersih pelat badan (h) dengan tebal pelat badan (t_w).

$$\frac{h}{t_w} = \frac{428}{10} = 42,8$$

$$1,1 \sqrt{\frac{k_n E}{f_y}}$$

Dimana: $k_n = 5$, untuk balok tanpa pengaku vertikal pelat badan

Sehingga :

$$1,1 \sqrt{\frac{k_n E}{f_y}} = 1,1 \sqrt{\frac{5 \times 2 \times 10^6}{2500}} = 69,57$$

$$\frac{h}{t_w} < 1,1 \sqrt{\frac{k_n E}{f_y}} \Rightarrow \text{plastis}$$

Maka :

$$\begin{aligned} V_n &= 0,6 \times f_y \times A_w \\ &= 0,6 \times 2500 \times 80 \\ &= 120000 \text{ kg} \end{aligned}$$

Syarat :

$$\begin{aligned} \Phi V_n &\geq V_u \\ 0,9 \times 120000 &\geq 29549 \\ 10800 &\geq 29549 \end{aligned}$$

..... Ok

n. Lebar efektif (balok interior)

$$\begin{aligned} - \text{beff} &\leq L/4 = 1080/4 = 270 \text{ cm} \\ - \text{beff} &\leq b_o = 360 \text{ cm} \end{aligned}$$

pakai beff = 270 cm

o. Kontrol Kuat Momen Lentur

- Tekuk lokal (*local buckling*)

Badan :

$$\frac{h}{tw} = \frac{428}{10} = 42,8$$

$$\lambda_p = \frac{1680}{\sqrt{250}} = 106,25$$

$$\Rightarrow \frac{h}{tw} < \lambda_p$$

Karena profil penampang kompak, maka kekuatan lentur positif dapat dihitung dengan menggunakan distribusi tegangan plastis.

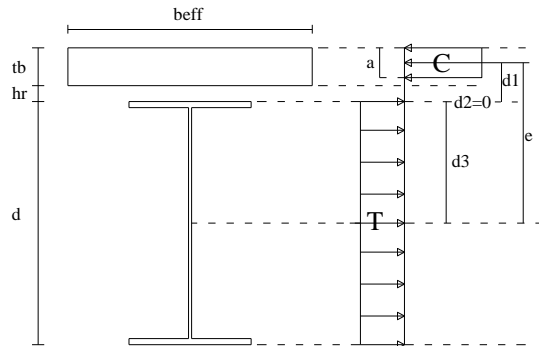
Menghitung momen nominal (M_n)

Menentukan gaya yang terjadi :

$$\begin{aligned} C &= 0,85 \times f'_c \times t_b \times b_{eff} \\ &= 0,85 \times 300 \times (11-5,3) \times 270 \\ &= 392445 \text{ kg} \\ T &= A_s \times f_y \\ &= 114,2 \times 2500 \\ &= 285500 \text{ kg} \end{aligned}$$

Karena $C > T$ maka garis netral platis terletak di beton :

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b_{eff}} = \frac{114,2 \times 2500}{0,85 \times 300 \times 270} = 4,147 \text{ cm}$$



Gambar 4.18 Penampang Komposit Balok Anak BAA1

Menentukan jarak-jarak dari centroid gaya-gaya yang bekerja

$$d1 = hr + tb - a/2 = 5,3 + 6,7 - 4,147/2 = 8,92 \text{ cm}$$

$d2 = 0$ (profil baja tidak mengalami tekan)

$$d3 = d/2 = 50/2 = 25 \text{ cm}$$

$$e = d1 + d2 + d3 = 8,92 + 0 + 25 = 33,927 \text{ cm}$$

Perhitungan momen positif :

$$\begin{aligned} Mn &= T \times e = 285500 \times 33,927 = 9686059 \text{ kg.cm} \\ &= 96861 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

Syarat :

$$\Phi Mn \geq Mu$$

$$0.85 \times 96861 \geq 79783$$

$$81714,53 \geq 79783 \quad \text{.....Ok}$$

Kekuatan nominal penampang komposit lebih besar daripada momen akibat beban berfaktor, sehingga penampang mampu menahan beban yang terjadi.

p. Momen inersia transformasi

Menghitung transformasi beton ke baja :

$$E_c = 0,041 \cdot w_c^{1,5} \cdot \sqrt{f'c} = 0.041 \times 2400^{1,5} \times \sqrt{30} = 26403.5 \text{ MPa}$$

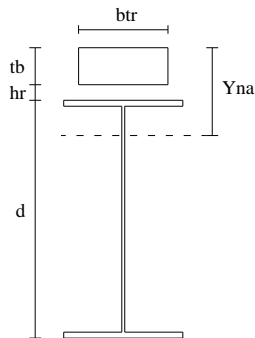
$$E_s = 2 \times 10^5 \text{ Mpa}$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2 \times 10^5}{26403.5} = 7,6$$

$$b_{eff} = 270 \text{ cm (balok interior)}$$

$$b_{tr} = \frac{b_{eff}}{n} = \frac{270}{7,6} = 35,645 \text{ cm}$$

$$A_{tr} = b_{tr} \times t_b = 35,64 \times (11-5,3) = 203,17 \text{ cm}^2$$



Gambar 4.19 Penampang Transformasi Balok Anak BAA1

- Menentukan letak garis netral :

$$Y_{na} = \frac{\left[A_{tr} \cdot \frac{1}{2} t_b \right] + \left[A_s \cdot \left(t_b + h_r + \frac{1}{2} d \right) \right]}{(A_{tr} + A_s)}$$

$$Y_{na} = \frac{\left[238,82 \frac{1}{2} 5,7 \right] + \left[114,2 \left(6,7 + 5,3 + \frac{1}{2} 50 \right) \right]}{(238,82 + 114,2)}$$

$$Y_{na} = 14,78 \text{ cm}$$

- Menentukan nilai momen inersia penampang transformasi:

$$\begin{aligned} I_{tr} &= \left[\left(\frac{1}{12} b t r \cdot t b^3 \right) + A t r \cdot \left(Y_{na} - \frac{t b}{2} \right)^2 \right] + \left[I_x + A s \left(\left(t b + h r + \frac{d}{2} \right) - Y_{na} \right)^2 \right] \\ &= \left[\left(\frac{1}{12} \times 35,64 \times 5,7^3 \right) + 203,17 \times \left(14,78 - \frac{5,7}{2} \right)^2 \right] + \left[47800 + 114,2 \times \left(\left(5,7 + 5,3 + \frac{50}{2} \right) - 14,78 \right)^2 \right] \\ &= 27429,06 + 104193 = 131621,7 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

- q. Kontrol Lendutan

Lendutan ijin :

$$f' = \frac{L}{360} = \frac{1080}{360} = 3 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} y_{maks} &= \frac{5 \cdot (q_D + q_L) \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_x} = \frac{5 \times (33,601 + 9) \times 1080^4}{384 \times 2 \times 10^6 \times 131622} \\ &= 1,87 \text{ cm} < f' \quad \text{..... Ok} \end{aligned}$$

- r. Perencanaan Penghubung Geser

Untuk penghubung geser yang dipakai adalah tipe stud dengan:

$$d_s = 19 \text{ mm}$$

$$A_{sc} = 283,52 \text{ mm}^2$$

$$f_u = 400 \text{ Mpa} = 40 \text{ kg/mm}^2$$

$$\begin{aligned} E_c &= 0,041 \cdot w^{1,5} \cdot \sqrt{f_c'} = 0,041 \times 2400^{1,5} \times \sqrt{30} \\ &= 26403,5 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_n &= 0,5 \cdot A_{sc} \cdot (\sqrt{f_c' \cdot E_c}) = 0,5 \times 201,062 \times \sqrt{30 \times 26403,5} \\ &= 89721,17 \text{ N} \end{aligned}$$

$$= 9155,211 \text{ kg/stud}$$

$$Q_n \leq A_{sc} \cdot f_u$$

$$9155,211 \text{ kg/stud} < 283.52 \times 40 \text{ kg/stud}$$

$$9155,211 \text{ kg/stud} < 11340.8 \text{ kg/stud}$$

Cek koefisien reduksi (r_s) karena pengaruh pelat bondex yang dipasang tegak lurus terhadap balok.

$$h_r = 53 \text{ mm}$$

$$H_s = (h_r + 40) \text{ mm} = 93 \text{ mm}$$

$$W_r = 180 \text{ mm}$$

$$N_r = 2 \text{ (dipasang 2 stud pada setiap gelombang)}$$

$$\begin{aligned} r_s &= \frac{0.85}{\sqrt{N_r}} \left(\frac{W_r}{h_r} \right) \left(\frac{H_s}{h_r} - 1 \right) \leq 1 \\ &= \frac{0.85}{\sqrt{2}} \left(\frac{180}{53} \right) \left(\frac{93}{53} - 1 \right) \leq 1 \\ &= 1.54 < 1 \end{aligned}$$

Jumlah stud untuk setengah bentang, dimana *shear conector* dipasang 2 buah dalam satu baris :

$$N = \frac{T}{2Q_n r_s} = \frac{285500}{2 \times 9155,211} = 15,6 \approx 16 \text{ pasang}$$

Jarak seragam (S) dengan stud pada masing-masing lokasi :

$$S = \frac{L}{N} = \frac{1080}{16} = 67,5 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} \text{Jarak maksimum (S}_{\text{maks}}) &= 8 \cdot t_{\text{platbeton}} \quad \dots \text{LRFD-15.6} \\ &= 8 \times 11 \text{ cm} = 88 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Jarak minimum} &= 6 \cdot (\text{diameter}) \quad \dots \text{LRFD-15.6} \\ &= 6 \times 19 \text{ cm} = 11,4 \text{ cm} \end{aligned}$$

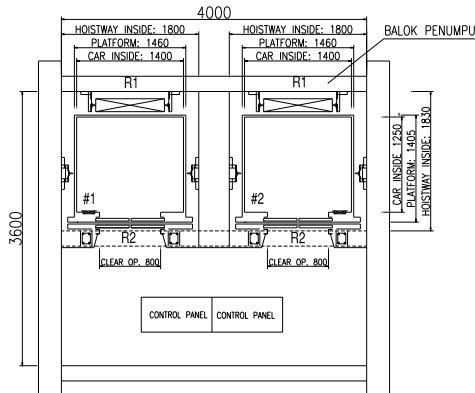
Jadi, *shear connector* dipasang setiap jarak 60 cm, agar sekaligus berfungsi sebagai penahan lateral (L_b) pada balok.

4.4 Perencanaan Balok Lift

4.4.1 Balok Penumpu Lift

Balok penumpu lift dipasang di lantai atap yang berfungsi untuk menumpu katrol dari lift.

Direncanakan bentuk lift sebagai berikut :



4.20 Denah Struktur Lift

Balok Penumpu lift direncanakan menggunakan profil WF 500.200.11.19 dengan data sebagai berikut :

| | | | |
|-------|------------------------------------|---------------------------|-------------------------|
| W | = 36,7 kg/m | $S_x = 481 \text{ cm}^3$ | $r = 22 \text{ mm}$ |
| A | = 46,78 cm^2 | $I_x = 7210 \text{ cm}^4$ | $i_x = 12,40$ |
| t_w | = 11 mm | $I_y = 508 \text{ cm}^4$ | $i_y = 3,29 \text{ cm}$ |
| b | = 200 mm | $d = 300 \text{ mm}$ | $t_f = 19 \text{ mm}$ |
| h | = 506 - 2 \cdot (11 + 22) = 440 mm | $Z_x = 522 \text{ cm}^3$ | |

a. Pembebanan pada balok penumpu lift

- Beban mati

Berat profil balok penggantung lift = 36,70 kg/m

Berat sambungan, dll (10%) = 3,67 kg/m

Total (q_D) = 40,37 kg/m

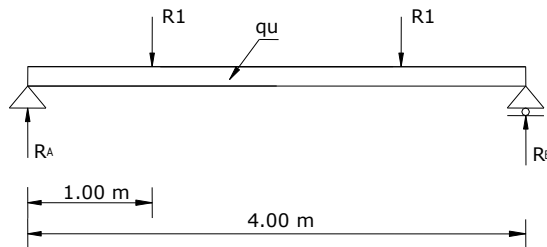
- Beban hidup
Beban hidup pekerja sebesar 100 kg/m^2 (PPIUG 1983 pasal 3.2.1)
 $q_L = 100 \cdot 4 = 400 \text{ kg/m}$
- Beban merata ultimate
 $q_U = 1,2 \cdot q_D + 1,6 \cdot q_L$
 $= 1,2 \cdot 40,37 + 1,6 \cdot 400 = 688,44 \text{ kg/m}$
- Beban terpusat lift
Pada pasal 4.7 Impact Load RSNI-03-1727 (Peraturan Pembebanan untuk Bangunan Rumah dan gedung) menyatakan bahwa semua beban elevator harus ditingkatkan 100% untuk beban kejut dan tumpuan struktur harus direncanakan berdasarkan batas lendutan, atau spesifikasi teknik dari pembuat.

Pada Tabel. 4.2 Faktor Elemen Beban hidup (KLL)

$$PU2 = R2 \cdot KLL = 2700 \times 2 = 5400 \text{ kg}$$

$$PU1 = R1 \cdot KLL = 4200 \times 2 = 8400 \text{ kg}$$

b. Perhitungan gaya dalam yang terjadi pada balok penumpu lift



Gambar 4.21 Model pembebanan balok penumpu lift

- Reaksi perletakkan

$$R_A = R_B = \frac{R_1(3) + R_1(1) + \frac{1}{2} q_u L^2}{4}$$

$$R_A = R_B = \frac{8400(3) + 8400(1) + \frac{1}{2} 688,44 \cdot 4^2}{4}$$

$$= 9776,88 \text{ kg}$$

- Momen maksimum

$$M_{\max} = (9776,88 \times 2) - (8400 \times 1) - \left(\frac{1}{2} \cdot 688,44 \cdot 2^2 \right)$$

$$M_{\max} = 9776,88 \text{ kg.m}$$

- Gaya geser

$$V_U = \left(\frac{1}{2} \cdot 688,44 \cdot 4 \right) + \left(\frac{1}{2} \cdot R_1 \cdot 2 \right)$$

$$V_U = 9776,88 \text{ kg}$$

C. Kontrol penampang profil terhadap gaya lentur

- Kontrol penampang terhadap tekuk lokal
Pelat sayap

$$\lambda = \frac{b}{2 \cdot t_f} = \frac{300}{2 \cdot 19} = 8,33$$

$$\lambda_p = \frac{170}{\sqrt{f_y}} = \frac{170}{\sqrt{250}} = 10,75$$

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 8,33 < 10,75, \text{ maka penampang kompak}$$

Bagian badan

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{506}{11} = 39,38$$

$$\lambda_p = \frac{1680}{\sqrt{f_y}} = \frac{1680}{\sqrt{250}} = 106,25$$

$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 39,38 < 106,25$, maka penampang kompak

- Karena penampang kompak, maka $M_n = M_p$
 $M_p = f_y \cdot Z_x = 2400 \cdot 522 = 2018400 \text{ kg.cm}$
 $= 20184 \text{ kg.m}$

- Cek kemampuan penampang

$$\phi_b \cdot M_n \geq M_u$$

$$\phi_b \cdot M_n = 0.9 \times 20184$$

$$= 18165,6 \text{ kg.m} \geq 9776,88 \text{ kg.m} \dots\dots\text{Ok}$$

• Kontrol penampang terhadap tekuk lateral

$$L_b = 400 \text{ cm}$$

$$L_p = 167,43 \text{ cm (dari tabel } L_p \text{ dan } L_r)$$

$$L_r = 497,21 \text{ cm (dari tabel } L_p \text{ dan } L_r)$$

$$L_p < L_b < L_r \text{ (Bentang menengah)}$$

$$M_y = S_x \cdot f_y = 481 \cdot 2400$$

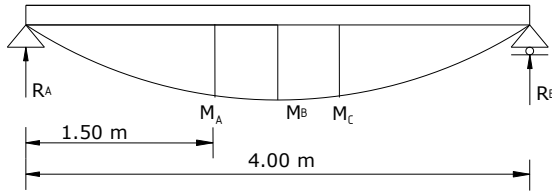
$$= 1154400 \text{ kg.cm} = 11544 \text{ kg.m}$$

$$M_p = Z_x \cdot f_y = 522 \cdot 2400$$

$$= 1252800 \text{ kg.cm} = 12528 \text{ kg.m}$$

$$M_r = S_x \cdot (f_y - f_r) = 481 \cdot (2400 - 700)$$

$$= 817700 \text{ kg.cm} = 8177 \text{ kg.m}$$



Gambar 4.12 Posisi M_A , M_B , M_C

$$M_A = M_C = R_A \cdot 1,5 - R_1 \cdot 0,5 - \frac{1}{2} q_U \cdot l^2$$

$$M_A = M_C = 9776,88 \cdot 1,5 - 8400 \cdot 0,5 - \frac{1}{2} 688,44 \cdot 1,5^2$$

$$= 9690,825 \text{ kg.m}$$

$$M_B = M_{\max} = R_A \cdot 2 - R_1 \cdot 1 - \frac{1}{2} q_U \cdot l^2$$

$$M_B = M_{\max} = 9776,88 \cdot 2 - 8400 \cdot 1 - \frac{1}{2} 688,44 \cdot 2^2$$

$$= 9776,88 \text{ kg.m}$$

$$Cb = \frac{12,5 M_{\max}}{2,5 M_{\max} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C} \leq 2,3$$

$$Cb = \frac{12,5 \times 9776,88}{2,5 \times 9776,88 + 3 \times 9690,825 + 4 \times 9776,88 + 3 \times 9690,825} \leq 2,3$$

$$Cb = 1,004 \leq 2,3$$

$$M_n = Cb \left[M_r + (M_p - M_r) \frac{Lr - Lb}{Lr - Lp} \right]$$

$$M_n = 1,004 \left[8177 + (12528 - 8177) \frac{497,21 - 400}{497,21 - 167,43} \right]$$

$$M_n = 9497,39 \text{ kg.m}$$

$$M_n = 9497,39 \text{ kg.m} < M_p \text{ maka dipakai } M_n$$

- Cek kemampuan penampang

$$\phi_b \cdot M_n \geq M_u$$

$$\phi_b \cdot M_n = 0.9 \times 9497,39$$

$$= 8547,653 \text{ kg.m} \geq 9776,88 \text{ kg.m} \dots\dots\text{Ok}$$

D. Kontrol penampang profil terhadap gaya geser

Kontrol Geser

$$\frac{h}{tw} = \frac{506}{11} = 39,38$$

$$\frac{1100}{\sqrt{f_y}} = \frac{1100}{\sqrt{240}} = 71,00$$

$$\frac{h}{tw} \leq \frac{1100}{\sqrt{f_y}} \rightarrow 39,38 < 71,00$$

maka $V_n = 0.6 f_y A_w$

$$= 0,6 \times 2400 \times (30 \times 0,65) = 28080 \text{ kg}$$

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$\phi V_n = 0.9 \times 28080 \text{ kg}$$

$$= 25272 \text{ kg} \geq 9776,88 \text{ kg} \dots\dots\text{Ok}$$

e. Kontrol lendutan

$$L = 400 \text{ cm}$$

$$f_{ijin} = \frac{L}{240} = \frac{400}{240} = 1,67 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned}
 f^o &= \frac{5}{384} \frac{(q_D + q_L) l^4}{EI_x} + \frac{P.a}{24E.I_x} (3L^2 - 4a^2) \\
 &= \frac{5}{384} \cdot \frac{(0,4037 + 4) 400^4}{2 \cdot 10^6 \times 7210} + \frac{8400 \cdot 90}{24 \cdot 2 \cdot 10^6 \cdot 7210} (3400^2 - 90^2) = \\
 &1,08 \text{ cm} \\
 f^o &< f_{ijn} \rightarrow 1,08 \text{ cm} < 1,67 \text{ cm} \dots \mathbf{Ok}
 \end{aligned}$$

BAB V

PEMODELAN STRUKTUR

5.1 Data Gedung

Data – data dari Gedung *Research Center* Institut Teknologi Sepuluh Nopember Surabaya yang dibutuhkan dalam pembebanan adalah sebagai berikut :

- Mutu baja : BJ41
- Mutu beton (f_c') : 30 MPa
- Lebar gedung : 36 m
- Panjang gedung : 43,2 m
- Tinggi total gedung : 42,4 m
- Tinggi antar lantai : 3,5 m ; 4 m ; 6 m
- Tebal pelat atap : 11 cm
- Tebal pelat lantai : 11 cm
- Dimensi kolom :
 - Lantai 1-6 : K 588 x 300 x 12 x 20
 - Lantai 7-12 : K 500 x 200 x 10 x 16
- Profil balok induk : WF 600 x 200 x 11 x 17
- Profil balok anak lantai :
 - BA1 : WF 500 x 200 x 10 x 16
 - BA2 : WF 450 x 200 x 10 x 16
- Profil balok anak atap :
 - BAA1 : WF 400 x 200 x 8 x 16
 - BAA2 : WF 300 x 150 x 6,5 x 9
- Profil balok lift :
 - BF1 : WF 500 x 200 x 11 x 19
- Profil balok tangga :
 - Utama : WF 150 x 75 x 5 x 7
 - Penumpu : WF 250 x 125 x 6 x 9
- Zona gempa : Zona 2
- Jenis tanah : Tanah lunak

5.2 Pembebanan

Beban – beban yang bekerja pada bangunan ini dihitung sebagai berikut.

5.2.1 Beban Mati

a. Pelat atap

| | |
|---------------|-----------------------|
| ▪ Aspal | = 14 kg/m^2 |
| ▪ Penggantung | = 7 kg/m^2 |
| ▪ Plafond | = 11 kg/m^2 |
| ▪ Perpipa | = 25 kg/m^2 |
| Total | = 57 kg/m^2 |

b. Pelat lantai

| | |
|---------------|-----------------------|
| ▪ Keramik | = 24 kg/m^2 |
| ▪ Spesi | = 21 kg/m^2 |
| ▪ Penggantung | = 7 kg/m^2 |
| ▪ Plafond | = 11 kg/m^2 |
| ▪ Perpipa | = 25 kg/m^2 |
| Total | = 88 kg/m^2 |

c. Beban dinding

| | |
|---------------------|--------------------------------|
| Tinggi antar lantai | = 6 m (diambil yang tertinggi) |
| Tinggi balok tepi | = 0,6 m |
| Beban dinding | = 250 kg/m^2 |
| Beban merata | = $250 \times (6 - 0.6)$ |
| | = 1350 kg/m^2 |

d. Berat sendiri

Berat sendiri yang meliputi berat pelat lantai/atap, balok dan kolom sudah secara otomatis dihitung oleh etabs.

e. Beban lift

Beban lift merupakan beban terpusat pada balok penggantung lift pada atap. Besarnya sama dengan perhitungan pada bab IV

5.2.2 Beban Hidup

| | |
|--------------|------------------------|
| Pelat atap | = 100 kg/m^2 |
| Pelat lantai | = 250 kg/m^2 |

5.2.3 Beban Gempa (*Earthquake Load*)

Perhitungan beban gempa pada bangunan dilakukan dengan menganalisa beban gempa dinamik. Berdasarkan tipe tanah yang terlampir, pada gedung ini tipe tanahnya adalah tanah lunak, sedangkan wilayah gempa daerah Surabaya termasuk dalam wilayah gempa 2.

5.3 Analisa Beban Gempa

Beban gempa yang diterima oleh gedung dihitung berdasarkan peraturan gempa yang terbaru, yaitu SNI 1726-2012. Berikut ini adalah prosedur pembebanan gempa rencananya :

1. Menentukan kategori resiko bangunan

| | |
|--|----|
| Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori risiko I,III,IV, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk: <ul style="list-style-type: none"> - Perumahan - Rumah toko dan rumah kantor - Pasar - Gedung perkantoran - Gedung apartemen/ rumah susun - Pusat perbelanjaan/ mall - Bangunan industri - Fasilitas manufaktur - Pabrik | II |
|--|----|

2. Menentukan Faktor Keutamaan Gempa

| Kategori Resiko | Faktor Keutamaan Gempa, I_e |
|-----------------|-------------------------------|
| I atau II | 1,0 |
| III | 1,25 |
| IV | 1,50 |

3. Menentukan Parameter Percepatan Tanah (S_s , S_i)

- $S_s = 0,6 - 0,7$ g (utk wilayah Surabaya) didapat dari peta utk S_s , periode = 2500 thn, $T=0,2$ detik , kelas situs SB, dipakai nilai $S_s = 0,6$

- $S_1 = 0,25-0,3$ g (utk wilayah Surabaya) didapat dari peta utk S_s , periode = 2500 thn, $T=0,1$ dtk , kelas situs SB, dipakai nilai $S_1 = 0,25$
- Menentukan Parameter Percepatan Tanah (S_s , S_i)
Berdasarkan **Tabel3.1** sebelumnya didapatkan N rata-rata = 6,387 sehingga tanah ini termasuk pada kelas situs SE (Tanah Lunak)
 - Menentukan koefisien lokasi F_a dan F_v
 - Nilai F_a untuk $S_s = 0,6$ dengan kelas situs SE pada **Tabel 3.2** adalah 1,5
 - Nilai F_v untuk $S_1 = 0,25$ dengan kelas situs SE adalah 3
 - Menghitung nilai S_{MS} dan S_{M1}
 - $S_{MS} = F_a \cdot S_s = 1,5 \cdot 0,6 = 0,9$
 - $S_{M1} = F_v \cdot S_1 = 3 \cdot 0,25 = 0,75$
 - Menghitung S_{DS} dan S_{D1}
 - $S_{DS} = \frac{2}{3} \cdot S_{MS} = \frac{2}{3} \cdot 0,9 = 0,6$
 - $S_{D1} = \frac{2}{3} \cdot S_{M1} = \frac{2}{3} \cdot 0,75 = 0,5$
 - Menentukan Kategori Desain Seismik (KDS)
 - Berdasar nilai $S_{DS} = 0,6$

| Nilai S_{DS} | Kategori risiko | |
|----------------------------|--------------------|----|
| | I atau II atau III | IV |
| $S_{DS} < 0,167$ | A | A |
| $0,167 \leq S_{DS} < 0,33$ | B | C |
| $0,33 \leq S_{DS} < 0,50$ | C | D |
| $0,50 \leq S_{DS}$ | D | D |

- Berdasar nilai $S_{D1} = 0,5$

| Nilai S_{D1} | Kategori risiko | |
|-----------------------------|--------------------|----|
| | I atau II atau III | IV |
| $S_{D1} < 0,067$ | A | A |
| $0,067 \leq S_{D1} < 0,133$ | B | C |
| $0,133 \leq S_{D1} < 0,20$ | C | D |
| $0,20 \leq S_{D1}$ | D | D |

Jadi termasuk pada Kategori Desain Seismik "D"

- Memilih sistem dan parameter struktur

| Sistem Rangka Bangunan | R^a | Ω_0 | C_d^b | B | C | D | E | F |
|---------------------------------|-------|------------|---------|-----|-----|-----------------|-----------------|-----------------|
| Rangka baja pemikul momen biasa | 3,5 | 3 | 3 | TB | TB | TI ^h | TI ^h | TI ^t |

Dari tabel diatas didapatkan :

- $\Omega_0 = 3$
- $R^a = 3,5$
- $C_d^b = 3$

10. Merencanakan Respon Spektrum

Kurva Respon Spektrum harus mengikuti ketentuan SNI 1726-2012 Pasal 6.4 dibawah ini :

- Untuk perioda yang lebih kecil T_0 , spectrum respon percepatan desain (S_a), harus didesain dengan persamaan :

$$T_0 = \frac{0,2 SD1}{SDS} = \frac{0,2 \cdot 0,5}{0,6} = 0,167 \text{ detik}$$

$$T_s = \frac{SD1 \cdot 0,5}{SDS} = \frac{0,5}{0,6} = 0,833 \text{ detik}$$

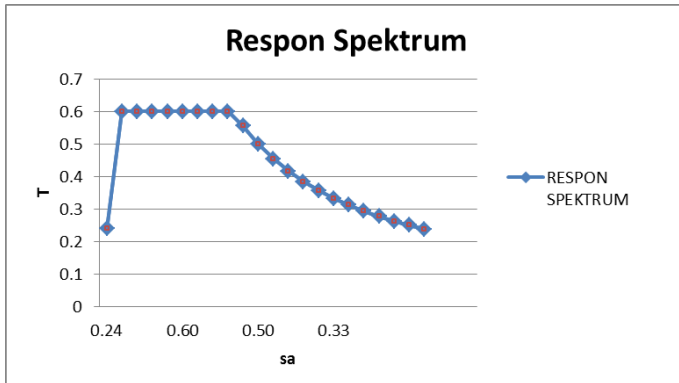
Pada $T = 0$ detik didapatkan :

$$S_a = S_{DS} \left(0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0} \right) = 0,6 \left(0,4 + 0,6 \frac{0}{0,167} \right) = 0,24$$

- Untuk periode lebih besar atau sama dengan T_0 dan lebih kecil dari atau sama dengan T_s , spectrum respon percepatan desain (S_a) sama dengan S_{DS} .
 $S_a = 0,24$

- Untuk periode lebih besar dari T_s , spectrum respon percepatan desain (S_a) diambil berdasar persamaan :

$$S_a = \frac{SD1 \cdot 0,5}{T} = \frac{0,5}{T}$$



Gambar 5.1 Respon Spektrum Rencana

11. Menentukan Perkiraan Periode Alami Fundamental (SNI 1726-2012 Pasal 7.8.2)

Perkiraan periode alami fundamental (T_a) dalam detik, harus ditentukan dari persamaan berikut :

$$T_a = C_t \cdot h_n^x$$

(nilai C_t dan x diambil dari tabel 14 SNI 1726-2012)

$$T_a = 0,0488 \cdot 38,4^{0,75} = 0,753 \text{ dt}$$

Dengan nilai $S_{D1} = 0,5$ maka $C_u = 1,4$

Maka periode strukturnya adalah :

$$T = T_a \cdot C_u = 0,753 \cdot 1,4 = 1,054 \text{ detik}$$

12. Perhitungan Seismic Base Shear (V)

$$S_{DS} = 0,6$$

$$S_{D1} = 0,5$$

$$R = 3,5$$

$$I = 1,0$$

$$T = 1,054 \text{ dtk}$$

$$C_s = \frac{S_D S}{R/I} = \frac{0,6}{3,5/1,0} = 0,17$$

Dan nilai C_s tidak lebih dari :

$$C_s = \frac{SDS}{T(\frac{R}{I})} = \frac{0,6}{1,054(\frac{3,5}{1,0})} = 0,162$$

Dan C_s harus tidak kurang dari :

$$\begin{aligned} C_s &= 0,044 S_{DS} I_e \geq 0,001 \\ &= 0,044 \cdot 0,6 \cdot 1,0 \geq 0,001 \\ &= 0,00264 \end{aligned}$$

Maka nilai C_s diambil 0,162

Seismic Base Shear (V) dihitung berdasarkan persamaan :

$$\begin{aligned} V &= C_s \cdot W \\ &= 0,00264 \cdot 12027060 \text{ kg} = 31751.44 \text{ kg} \end{aligned}$$

13. Distribusi Vertikal Gaya Gempa

Gaya Gempa Lateral yang timbul disemua tingkat harus ditentukan dari rumus berikut (*SNI-1726-2012 pers 7.8-10*).

$$F_x = C_{vx} V$$

Dimana :

$$C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k}$$

Untuk $T \leq 0,5$ s; maka nilai $k = 1$

$T \geq 2,5$ s; maka nilai $k = 2$

$0,5 \text{ s} \leq T \leq 2,5 \text{ s}$; maka nilai k diperoleh dengan cara interpolasi dari kedua nilai k di atas.

$T = 1,054$ s; maka nilai k adalah sebagai berikut:

$$k = 1 + \left(\frac{1,054 - 0,5}{2,5 - 0,5} (2 - 1) \right) = 1,277$$

Perhitungan besarnya distribusi beban geser akibat gempa dapat dilihat pada **Tabel 5.1** berikut:

Tabel 5.1 Perhitungan besarnya distribusi beban geser akibat gempa.

| Tingkat | hi (m) | Wi (kg) | Wi . Hi ^k (kg) | Cux | Fx |
|---------------|--------|-----------------|--------------------|----------|----------------|
| 12 | 48 | 687779.1 | 1366669737 | 0.107084 | 3400.056 |
| 11 | 44 | 835713.9 | 1606646249 | 0.125887 | 3997.079 |
| 10 | 40 | 905463 | 1618020002 | 0.126778 | 4025.375 |
| 9 | 36 | 907425 | 1460248658 | 0.114416 | 3632.865 |
| 8 | 32 | 914292 | 1310555510 | 0.102687 | 3260.453 |
| 7 | 28 | 952551 | 1208365481 | 0.09468 | 3006.22 |
| 6 | 24 | 1011411 | 1118159813 | 0.087612 | 2781.803 |
| 5 | 20 | 970209 | 883602594.6 | 0.069233 | 2198.262 |
| 4 | 16 | 981981 | 717853169.1 | 0.056246 | 1785.904 |
| 3 | 12 | 1166409 | 670733189.5 | 0.052554 | 1668.677 |
| 2 | 8 | 1330236 | 528867565 | 0.041439 | 1315.738 |
| 1 | 4 | 1363590 | 272929961.3 | 0.021385 | 679.0062 |
| JUMLAH | | 12027060 | 12762651931 | 1 | 31751.4 |

Kontrol Hasil Analisis Struktur

Sesuai yang tertera pada SNI 1726-2012, maka hasil analisis struktur harus dikontrol terhadap suatu batasan-batasan tertentu untuk menentukan kelayakan system struktur tersebut. Dan kontrol-kontrol tersebut adalah sebagai berikut :

- Kontrol nilai akhir respon spectrum
- Kontrol partisipasi massa
- Kontrol simpangan (drift)
- Kontrol Waktu Getar Alami

5.3.1 Kontrol Nilai Akhir Respon Spektrum

Berdasarkan SNI 1726-2012 Pasal 7.9.4, nilai akhir Vdinamik harus lebih besar sama dengan 85% V statik. Maka persyaratan tersebut dapat dinyatakan sbb:

$$V_{\text{dinamik}} \geq 0,85 \cdot V_{\text{statik}}$$

Maka nilai base reaction respon spectrum hasil analisis menggunakan program ETABS 9.6 diperoleh :

Tabel 5.2 *Base Shear Respon Spektrum*

| Beban Gempa Dinamik | FX | FY |
|---------------------|----------|--------|
| EX | 122802.2 | 128700 |
| EY | 311892.9 | 338044 |

$$0,85.V_{\text{statik}} = 0,85 \cdot 31751,4 \text{ kg} = 26988,7 \text{ kg}$$

Kontrol nilai akhir respon spektrum :

✓ Arah-x :

$$V_{\text{dinamik}} \geq 0,85.V_{\text{statik}}$$

$$311892,9 \text{ kg} > 26988,7 \text{ kg} \dots \text{ok}$$

✓ Arah-y :

$$V_{\text{dinamik}} \geq 0,85.V_{\text{statik}}$$

$$338044 \text{ kg} > 26988,7 \text{ kg} \dots \text{ok}$$

5.3.2 Kontrol Partisipasi Massa

Menurut SNI 1726-2002 Pasal 7.2.1 bahwa partisipasi massa harus menghasilkan sekurang- kurangnya 90 % respon total dari perhitungan respon dinamik . Dibawah ini adalah output partisipasi massa dari program Etabs 9.6.1.

Tabel 5.3 Tabel Ratio Partisipasi Massa

| Modal Participating Mass Ratios | | | | | | | | |
|---------------------------------|------|----------|---------|---------|--------|---------|---------|-------|
| | Mode | Period | UX | UY | UZ | SumUX | SumUY | SumUZ |
| | 1 | 3.396033 | 41.8548 | 10.4946 | 0.0000 | 41.8548 | 10.4946 | 0.0 |
| | 2 | 3.359964 | 25.2572 | 33.9411 | 0.0000 | 67.1121 | 44.4357 | 0.0 |
| | 3 | 3.274308 | 2.8388 | 24.3881 | 0.0000 | 69.9508 | 68.8238 | 0.0 |
| | 4 | 1.094402 | 2.2568 | 2.0527 | 0.0000 | 72.2076 | 70.8765 | 0.0 |
| | 5 | 1.077617 | 6.4019 | 2.2765 | 0.0000 | 78.6095 | 73.1530 | 0.0 |
| | 6 | 1.056909 | 0.4964 | 5.5868 | 0.0000 | 79.1058 | 78.7398 | 0.0 |
| | 7 | 0.586569 | 0.2925 | 0.7018 | 0.0000 | 79.3983 | 79.4416 | 0.0 |
| | 8 | 0.577990 | 1.2777 | 0.5025 | 0.0000 | 80.6760 | 79.9440 | 0.0 |
| | 9 | 0.567170 | 0.1842 | 0.6578 | 0.0000 | 80.8602 | 80.6018 | 0.0 |
| | 10 | 0.391477 | 0.2975 | 0.5967 | 0.0000 | 81.1577 | 81.1985 | 0.0 |
| | 11 | 0.382720 | 2.4946 | 0.4208 | 0.0000 | 83.6523 | 81.6193 | 0.0 |
| | 12 | 0.376725 | 0.1776 | 2.0465 | 0.0000 | 83.8299 | 83.6658 | 0.0 |
| | 13 | 0.276816 | 0.0946 | 0.3178 | 0.0000 | 83.9245 | 83.9836 | 0.0 |
| | 14 | 0.272128 | 0.6481 | 0.1978 | 0.0000 | 84.5727 | 84.1814 | 0.0 |
| | 15 | 0.267676 | 0.1044 | 0.3247 | 0.0000 | 84.6771 | 84.5062 | 0.0 |
| | 16 | 0.217447 | 0.1150 | 0.7211 | 0.0000 | 84.7921 | 85.2273 | 0.0 |
| | 17 | 0.212418 | 2.8171 | 0.1954 | 0.0000 | 87.6092 | 85.4226 | 0.0 |
| | 18 | 0.208959 | 0.0953 | 2.1687 | 0.0000 | 87.7046 | 87.5913 | 0.0 |
| | 19 | 0.173295 | 0.0685 | 0.9054 | 0.0000 | 87.7730 | 88.4967 | 0.0 |
| ► | 20 | 0.169294 | 2.3950 | 0.1547 | 0.0000 | 90.1680 | 88.6514 | 0.0 |
| | 21 | 0.166991 | 0.0773 | 1.5248 | 0.0000 | 90.2453 | 90.1762 | 0.0 |
| | 22 | 0.161144 | 0.1215 | 0.2566 | 0.0000 | 90.3668 | 90.4328 | 0.0 |
| | 23 | 0.157158 | 0.5253 | 0.2180 | 0.0000 | 90.8921 | 90.6508 | 0.0 |
| | 24 | 0.155145 | 0.0938 | 0.3396 | 0.0000 | 90.9859 | 90.9904 | 0.0 |
| | 25 | 0.121603 | 0.0014 | 0.0027 | 0.0000 | 90.9873 | 90.9931 | 0.0 |

Dari Gambar 5.3 diatas menunjukkan bahwa pada mode 20 syarat rasio partisipasi massa sudah memenuhi persyaratan SNI 1726-2002 Pasal 7.2.1.

5.3.3 Kontrol Simpangan (*Drift*)

Berdasarkan RSNI 1726 -2012 untuk kontrol drift dan syarat drift dirumuskan sebagai berikut :

$$\delta_x = \frac{C_d \times \delta_{xe}}{I} \text{ syarat } \Delta s = 0,015 h_{sx}$$

Dimana :

δ_x = defleksi pada lantai ke-x

C_d = faktor pembesaran defleksi (5)

I = faktor keutamaan gedung (1,0)

h_{sx} = Tinggi lantai (m)

Tabel 5.4 Kontrol Simpangan Arah-X

| Tingkat | hi | (Δs) | Drift (Δs) | Syarat (Δs) | Ket |
|---------|------|----------------|----------------------|-----------------------|-----|
| | m | mm | mm | mm | |
| 11 | 4 | 28.08 | 0.41 | 34.29 | OK |
| 10 | 4 | 27.67 | 1.21 | 34.29 | OK |
| 9 | 4 | 26.46 | 1.62 | 34.29 | OK |
| 8 | 4 | 24.84 | 2.23 | 34.29 | OK |
| 7 | 6 | 22.61 | 4.95 | 51.43 | OK |
| 6 | 4 | 17.66 | 3.04 | 34.29 | OK |
| 5 | 4 | 14.62 | 2.73 | 34.29 | OK |
| 4 | 4 | 11.89 | 4.35 | 34.29 | OK |
| 3 | 4 | 7.54 | 5.57 | 34.29 | OK |
| 2 | 3.5 | 1.97 | 1.82 | 30.00 | OK |
| 1 | 2.05 | 0.15 | 0.15 | 17.57 | OK |

Tabel 5.5 Kontrol Simpangan Arah-Y

| Tingkat | hi | (Δs) | Drift (Δs) | Syarat (Δs) | Ket |
|---------|------|----------------|----------------------|-----------------------|-----|
| | m | mm | mm | mm | |
| 11 | 4 | 25.58 | 0.84 | 34.29 | OK |
| 10 | 4 | 24.74 | 1.19 | 34.29 | OK |
| 9 | 4 | 23.55 | 1.55 | 34.29 | OK |
| 8 | 4 | 22 | 2.15 | 34.29 | OK |
| 7 | 6 | 19.85 | 4.54 | 51.43 | OK |
| 6 | 4 | 15.31 | 2.75 | 34.29 | OK |
| 5 | 4 | 12.56 | 2.86 | 34.29 | OK |
| 4 | 4 | 9.7 | 3.47 | 34.29 | OK |
| 3 | 4 | 6.23 | 4.66 | 34.29 | OK |
| 2 | 3.5 | 1.57 | 1.43 | 30.00 | OK |
| 1 | 2.05 | 0.14 | 0.14 | 17.57 | OK |

5.3.4 Kontrol Waktu Getar Alami

Periode struktur fundamental, T , dalam arah yang ditinjau harus diperoleh menggunakan property struktur dan karakteristik deformasi elemen penahan dalam analisis yang teruji. Periode fundamental, T , tidak boleh melebihi hasil koefisien untuk batasan atas pada periode yang dihitung (C_u) dan periode fundamental pendekatan, (T_a).

$$T_c < T = T_a \cdot C_u$$

Dimana :

T_a = Periode Fundamental pendekatan (= 0,753)

C_u = Koefisien untuk batas atas (=1,4)

Tabel 5.6 *Output* Periode dari Program *Etabs*

| Mode | Period | UX | UY | UZ |
|------|--------|--------|--------|----|
| 1 | 1.004 | 41.855 | 10.495 | 0 |
| 2 | 0.993 | 25.257 | 33.941 | 0 |
| 3 | 0.968 | 2.839 | 24.388 | 0 |
| 4 | 0.324 | 2.257 | 2.053 | 0 |
| 5 | 0.319 | 6.402 | 2.277 | 0 |
| 6 | 0.312 | 0.496 | 5.587 | 0 |
| 7 | 0.173 | 0.293 | 0.702 | 0 |
| 8 | 0.171 | 1.278 | 0.503 | 0 |
| 9 | 0.168 | 0.184 | 0.658 | 0 |
| 10 | 0.116 | 0.298 | 0.597 | 0 |
| 11 | 0.113 | 2.495 | 0.421 | 0 |
| 12 | 0.111 | 0.178 | 2.047 | 0 |
| 13 | 0.082 | 0.095 | 0.318 | 0 |
| 14 | 0.080 | 0.648 | 0.198 | 0 |
| 15 | 0.079 | 0.104 | 0.325 | 0 |

Sehingga :

- Arah X
 $T_{cx} = 1,004 \text{ dt} < T = 1,054 \text{ dt} \dots\dots ok$
- Arah Y
 $T_{cy} = 0,993 \text{ dt} < T = 1,054 \text{ dt} \dots\dots ok$

5.3.5 Analisis T-Rayleigh

Kontrol berikutnya adalah melakukan analisis waktu getar struktur, dengan cara membandingkan waktu getar yang telah didapatkan dengan cara empiris dan waktu getar dengan cara T-Rayleigh.

$$T = 6,3 \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n Wi \cdot di^2}{g \sum_{i=1}^n Fi \cdot di}}$$

Dimana :

- Fi = gaya geser horizontal akibat gempa pada lantai ke-i
 Wi = berat lantai tingkat ke-i termasuk beban hidup
 Di = adalah simpangan horizontal lantai ke-i

Berikut ini adalah tabel hasil perhitungan untuk mendapatkan T_x dan T_y :

Tabel 5.7 *T-rayleigh* dalam arah x (Tx)

| lantai | Wi (kg) | dix (cm) | dix ² | Fix (kg) | Wi.dix ² | Fix.dix |
|--------|----------|----------|------------------|----------|---------------------|----------|
| 12 | 687779.1 | 0.4876 | 0.2377538 | 3789.378 | 163522.1 | 1847.7 |
| 11 | 835713.9 | 0.4804 | 0.2307842 | 4239.729 | 192869.5 | 2036.766 |
| 10 | 905463 | 0.4663 | 0.2174357 | 4198.432 | 196880 | 1957.729 |
| 9 | 907425 | 0.441 | 0.194481 | 3712.526 | 176476.9 | 1637.224 |
| 8 | 914292 | 0.4152 | 0.172391 | 3441.371 | 157615.7 | 1428.857 |
| 7 | 952551 | 0.3749 | 0.14055 | 3169.681 | 133881.1 | 1188.314 |
| 6 | 1011411 | 0.2882 | 0.0830592 | 2703.468 | 84007.03 | 779.1396 |
| 5 | 970209 | 0.2424 | 0.0587578 | 2169.935 | 57007.31 | 525.9922 |
| 4 | 981981 | 0.1936 | 0.037481 | 1767.724 | 36805.59 | 342.2314 |
| 3 | 1166409 | 0.1211 | 0.0146652 | 1463.444 | 17105.63 | 177.2231 |
| 2 | 1330236 | 0.0263 | 0.0006917 | 798.2132 | 920.1109 | 20.99301 |
| 1 | 1363590 | 0.0017 | 2.89E-06 | 297.5372 | 3.940775 | 0.505813 |
| | | | | Σ | 1217095 | 11942.68 |

Tabel 5.8 *T-rayleigh* dalam arah y (Ty)

| lantai | Wi (kg) | diy (cm) | diy ² | Fiy (kg) | Wi.diy ² | Fiy.diy |
|--------|----------|----------|------------------|----------|---------------------|----------|
| 12 | 687779.1 | 0.4867 | 0.2368769 | 3789.378 | 162919 | 1844.29 |
| 11 | 835713.9 | 0.4867 | 0.2368769 | 4239.729 | 197961.3 | 2063.476 |
| 10 | 905463 | 0.4708 | 0.2216526 | 4198.432 | 200698.3 | 1976.622 |
| 9 | 907425 | 0.444 | 0.197136 | 3712.526 | 178886.1 | 1648.362 |
| 8 | 914292 | 0.4147 | 0.1719761 | 3441.371 | 157236.4 | 1427.137 |
| 7 | 952551 | 0.3725 | 0.1387563 | 3169.681 | 132172.4 | 1180.706 |
| 6 | 1011411 | 0.2816 | 0.0792986 | 2703.468 | 80203.44 | 761.2967 |
| 5 | 970209 | 0.2335 | 0.0545223 | 2169.935 | 52897.98 | 506.6798 |
| 4 | 981981 | 0.1834 | 0.0336356 | 1767.724 | 33029.48 | 324.2007 |
| 3 | 1166409 | 0.1114 | 0.01241 | 1463.444 | 14475.09 | 163.0277 |
| 2 | 1330236 | 0.0247 | 0.0006101 | 798.2132 | 811.5637 | 19.71587 |
| 1 | 1363590 | 0.0015 | 2.25E-06 | 297.5372 | 3.068078 | 0.446306 |
| | | | | Σ | 1211294 | 11915.96 |

Dari kedua tabel diatas didapatkan :

$$T_x = 6,3 \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n Wi.di^2}{g \sum_{i=1}^n Fi.di}}$$

$$T_x = 6,3 \sqrt{\frac{1217095}{(981)(11942,68)}}$$

$$T_x = 2,031 \text{ detik} > T = 1,054 \text{ detik} \dots \text{Ok}$$

$$T_y = 6,3 \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n Wi.di^2}{g \sum_{i=1}^n Fi.di}}$$

$$T_y = 6,3 \sqrt{\frac{1211294}{(981)(11915,96)}}$$

$$T_x = 2,028 \text{ detik} > T = 1,054 \text{ detik} \dots \text{Ok}$$

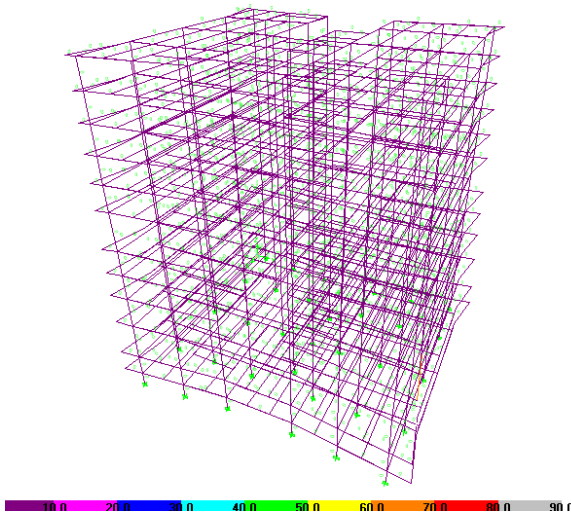
BAB VI

PERENCANAAN STRUKTUR PRIMER

6.1 Analisis Desain

Setelah dilakukan pemodelan struktur 3 dimensi dengan program bantu *ETABS 9.7.1*, penampang elemen struktur akan dianalisa sesuai dengan kebutuhan rencana struktur gedung tersebut yang mengacu pada ketentuan-ketentuan perencanaan elemen-elemen struktur berdasarkan SNI 03-1729-2002 mengenai baja tahan gempa.

Gaya-gaya dalam yang terjadi pada struktur hasil output dari *ETABS 9.7.1* mula-mula dicek terhadap kekuatan elemen strukturnya seperti gambar di bawah ini.



Gambar 6.1 Ragam perbandingan tahanan elemen struktur terhadap gaya dalam.

Berdasarkan ragam tahanan elemen struktur pada gambar di atas dapat diketahui nilai rasio gaya dalam ultimit terhadap kekuatan nominal elemen struktur. Karena hasil perhitungan program *ETABS 9.7.1* merupakan alat bantu dalam mendesain profil baja dan perbedaan kode desain yang ada pada program tersebut dengan ketentuan-ketentuan yang didasarkan pada SNI 03 – 1729 -2002 butir 15. Maka, selanjutnya dilakukan penyesuaian tahanan dimulai dari elemen balok lalu kolom dengan optimasi secara manual menggunakan program Excel.

6.2 Perencanaan Elemen Struktur Primer

6.2.1 Perhitungan Elemen Balok

a. Balok Lantai (L = 10,8 m)

a) Data profil

Menggunakan Profil WF 600 x 200 x 11 x 17

| | | | |
|----------------|-------------------------|----------------|------------------------------|
| W | = 106 kg/m | r | = 22 mm |
| A _g | = 134,4 cm ² | Z _x | = 2863cm ³ |
| S _x | = 2590 cm ³ | i _y | = 4,12 cm |
| t _w | = 11 mm | i _x | = 24 cm |
| t _f | = 17 mm | I _x | = 77600 cm ⁴ |
| d | = 600 mm | h | = 600 – 2 (17 + 22) = 522 mm |

b) Gaya dalam

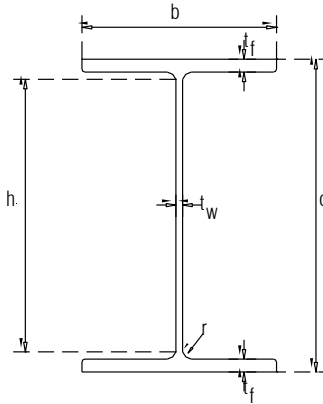
Gaya dalam maksimum balok diperoleh dari output ETABS, terjadi pada balok story 2, elemen B62 kombinasi 2.

$$M_U = 36431,163 \text{ kg.m}$$

$$V_U = 20206,83 \text{ kg}$$

c) Kuat rencana lentur balok

Cek kelangsingan penampang



Gambar 6.2 Penampang Balok Dengan Profil WF

Pelat sayap

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{200}{2(17)} = 5,88$$

$$\lambda_p = \frac{170}{\sqrt{f_y}} = \frac{170}{\sqrt{250}} = 10,75$$

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 5,88 < 10,75 \dots \text{maka penampang kompak}$$

Pelat badan

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{522}{11} = 47,45$$

$$\lambda_p = \frac{1680}{\sqrt{f_y}} = \frac{1680}{\sqrt{250}} = 106,25$$

$$\lambda < \lambda_p \rightarrow 47,45 < 106,25 \dots \text{maka penampang kompak}$$

Cek pengaruh tekuk lateral lapangan

$L = 1080$ cm, pada struktur ini panjang tak terkekang diasumsikan sama dengan jarak penghubung geser praktis deck ($L_b = 60$ cm) karena penghubung geser menyatu dengan balok.

Dari tabel profil baja dengan WF 600 x 200 x 11 x 17 , BJ 41 diperoleh :

$$L_p = 205,096 \text{ cm}$$

$$L_r = 605,408 \text{ cm}$$

Karena $L_b < L_p$, maka balok bersifat plastis sempurna.

$$\begin{aligned} M_n = M_p &= f_y \cdot Z_x = 2500 \cdot 2863 &= 7157500 \text{ kg.cm} \\ & &= 71575 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

Dari ETABS didapatkan momen lapangan sebesar :

$$M_u = 18297,254 \text{ kg.m}$$

Rasio batang tarik

$$\frac{M_u}{\phi M_n} = \frac{18297,254}{0,9 \times 71575} = 0,28 < 1 \dots \text{ok}$$

Cek pengaruh tekuk lateral di tumpuan

$L = 1080$ cm, pada balok ini di pasang penghubung geser praktis ($L_b = 60$ cm). Karena tidak ada balok anak di bentang ini, maka L_b dianggap terjadi pada jarak ketika *momen ultimate* = 0 kg.m. yaitu pada jarak $L_b = 229,51$ cm

Dari tabel profil baja dengan WF 600 x 200 x 11 x 17 , BJ 41 diperoleh :

$$L_p = 205,096 \text{ cm}$$

$$L_r = 605,408 \text{ cm}$$

Karena $L_p < L_b < L_r$, maka termasuk bentang menengah.

$$M_n = Cb \left[M_R + (M_P - M_R) \frac{L_R - L_B}{L_R - L_P} \right]$$

$$C_b = \frac{12,5xM_{\max}}{2,5M_{\max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C}$$

Dari ETABS didapatkan :

$$M_{\max} = 18300,151 \text{ kg.m}$$

$$M_A = 5244,68 \text{ kg.m}$$

$$M_B = 18296,488 \text{ kg.m}$$

$$M_C = 4566,367 \text{ kg.m}$$

$$C_b = \frac{12,5x18300,151}{2,5x18296,488 + 3x5244,68 + 4x18296,488 + 3x4566,367}$$

$$C_b = 1,54$$

$$M_R = S_x \cdot (f_y - f_R) = 2590 \times 1800 = 4662000 \text{ kg.cm}$$

$$M_P = Z_X \cdot f_y = 2863 \times 2500 = 7157500 \text{ kg.cm}$$

$$M_n = 1,54 \left[46620 + (71575 - 46620) \frac{605,408 - 229,51}{605,408 - 205,096} \right]$$

$$M_n = 65785,43 \text{ kg.m} < M_P$$

$$\phi M_n = 0,9 \times 65785,43 = 59206,887 \text{ kg.m} < M_{\max} (36431,163 \text{ kg.m}) \dots \text{Oke}$$

Rasio batang tarik :

$$\frac{M_u}{\phi M_n} = \frac{36431,163}{59206,887} = 0,61 < 1 \quad \text{ok}$$

d) Kuat rencana geser balok

Cek kelangsingan penampang terhadap geser

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{522}{11} = 47,45$$

$$1.10 \sqrt{\frac{k_n \cdot E}{f_y}} = 1.10 \sqrt{\frac{8,78 \cdot 2 \times 10^6}{2500}} = 79,38$$

$$k_n = 5 + \frac{5}{\left(\frac{a}{h}\right)^2} = 5 + \frac{5}{\left(\frac{600}{522}\right)^2} = 8,78$$

$$\lambda \leq 1.10 \sqrt{\frac{k_n \cdot E}{f_y}} \quad \text{ok}$$

Oleh karena leleh bersifat plastis sempurna. Maka, kapasitas geser nominal adalah.

$$V_n = 0,6 \cdot f_{yw} \cdot A_w = 0,6 \times 2500 \times (60 \times 1,1) = 99000 \text{ kg}$$

$$\phi V_n = 0,9 \times 99000 \text{ kg} = 89100 \text{ kg}$$

$$\frac{V_u}{\phi V_n} = \frac{20206,83}{89100} = 0,22 \leq 1 \quad \text{ok}$$

e) Interaksi lentur dan geser

$$\frac{M_u}{\phi.M_n} + 0,625 \frac{V_u}{\phi.V_n} \leq 1$$

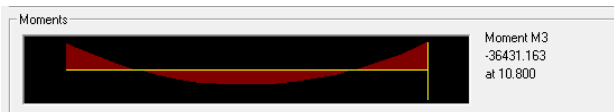
$$0,56 + 0,625 \times 0,22 = 0,697 \leq 1$$

f) Kontrol lendutan

$$\Delta_{\max} = \frac{5L^2}{48EI} * [(M_s - 0,1 * (M_a + M_b))]$$

Dari *output ETABS* didapatkan diagram momen sbb:

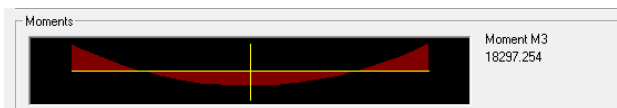
- momen terbesar



Gambar 6.3 Gaya dalam momen ujung terbesar

$$M_a = 36431,163 \text{ kg.m (Momen ujung terbesar)}$$

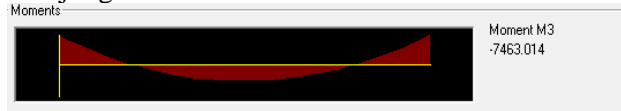
- momen tengah bentang



Gambar 6.4 Gaya dalam momen tengah bentang

$$M_s = 18297,254 \text{ kg.m (Momen Tengah Bentang)}$$

- Momen ujung terkecil



Gambar 6.5 Gaya dalam momen ujung terkecil

$$M_b = 7463,014 \text{ kg.m (Momen Ujung terkecil)}$$

$$L = 600 \text{ cm}$$

$$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{1080}{360} = 3$$

$$f_{\max} = \frac{5L^2}{48EI} [(M_s - 0,1 \times (M_a + M_b))]$$

$$f_{\max} = \frac{5 \times 1080^2}{48 \times 2.10^6 \times 77600} [(1829725,4 - 0,1 \times (3643116,3 + 746301,4))]$$

$$f^o < f_{ijin} \rightarrow 1,088 \text{ cm} < 3 \text{ cm} \dots \dots \text{OK}$$

b. Balok Lantai Atap (L = 10,8 m)

g) Data profil

Menggunakan Profil WF 500 x 200 x 11 x 19

| | | | |
|----------------|-------------------------|----------------|------------------------------|
| W | = 103 kg/m | r | = 20 mm |
| A _g | = 131,3 cm ² | Z _x | = 2462 cm ³ |
| S _x | = 2230 cm ³ | i _y | = 4,43 cm |
| t _w | = 11 mm | i _x | = 20,7 cm |
| t _f | = 19 mm | I _x | = 56500 cm ⁴ |
| d | = 506 mm | h | = 506 – 2 (19 + 20) = 428 mm |

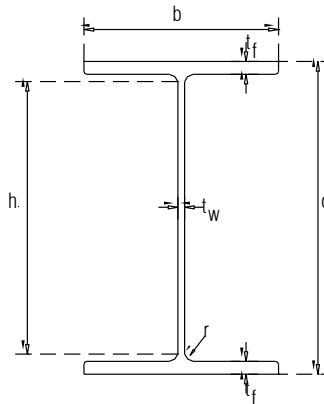
h) Gaya dalam

Gaya dalam maksimum balok diperoleh dari output ETABS, terjadi pada balok story 12, elemen B61 kombinasi 2.

$$M_U = 27041,496 \text{ kg.m}$$

$$V_U = 14729,91 \text{ kg}$$

i) Kuat rencana lentur balok
Cek kelangsingan penampang



Gambar 6.2 Penampang Balok Dengan Profil WF

Pelat sayap

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{200}{2(19)} = 5,26$$

$$\lambda_p = \frac{170}{\sqrt{f_y}} = \frac{170}{\sqrt{250}} = 10,75$$

$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 5,26 < 10,75$...maka penampang kompak

Pelat badan

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{528}{11} = 48$$

$$\lambda_p = \frac{1680}{\sqrt{f_y}} = \frac{1680}{\sqrt{250}} = 106,25$$

$\lambda < \lambda_p \rightarrow 48 < 106,25 \dots$ maka penampang kompak

Cek pengaruh tekuk lateral lapangan

$L = 1080 \text{ cm}$, pada struktur ini panjang tak terkekang diasumsikan sama dengan jarak penghubung geser praktis deck ($L_b = 60 \text{ cm}$) karena penghubung geser menyatu dengan balok.

Dari tabel profil baja dengan WF 500 x 200 x 11 x 19 , BJ 41 diperoleh :

$$L_p = 220,527 \text{ cm}$$

$$L_r = 694,296 \text{ cm}$$

Karena $L_b < L_p$, maka balok bersifat plastis sempurna.

$$\begin{aligned} M_n = M_p &= f_y \cdot Z_x = 2500 \cdot 2462 &&= 6155000 \text{ kg.cm} \\ &&&= 61550 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

Dari ETABS didapatkan momen lapangan sebesar :

$$M_u = 14512,069 \text{ kg.m}$$

Rasio batang tarik

$$\frac{M_u}{\phi M_n} = \frac{14512,069}{0,9 \times 61550} = 0,26 < 1 \text{ ok}$$

Cek pengaruh tekuk lateral di tumpuan

$L = 1080 \text{ cm}$, pada balok ini di pasang penghubung geser praktis ($L_b = 60 \text{ cm}$). Karena tidak ada balok anak di bentang ini, maka L_b dianggap terjadi pada jarak ketika *momen ultimate* = 0 kg.m. yaitu pada jarak $L_b = 221,4 \text{ cm}$

Dari tabel profil baja dengan WF 500 x 200 x 11 x 19, BJ 41 diperoleh :

$$L_p = 220,527 \text{ cm}$$

$$L_r = 694,296 \text{ cm}$$

Karena $L_p < L_b < L_r$, maka termasuk bentang menengah.

$$M_n = C_b \left[M_R + (M_p - M_R) \frac{L_R - L_B}{L_R - L_P} \right]$$

$$C_b = \frac{12,5 M_{\max}}{2,5 M_{\max} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C}$$

Dari ETABS didapatkan :

$$M_{\max} = 14518,827 \text{ kg.m}$$

$$M_A = 4161,982 \text{ kg.m}$$

$$M_B = 1458,513 \text{ kg.m}$$

$$M_C = 43243,678 \text{ kg.m}$$

$$C_b = \frac{12,5 \times 14518,827}{2,5 \times 14518,827 + 3 \times 4161,982 + 4 \times 1458,513 + 3 \times 43243,678}$$

$$C_b = 0,98$$

$$M_R = S_x \cdot (f_y - f_R) = 2590 \times 1800 = 4662000 \text{ kg.cm}$$

$$M_P = Z_X \cdot f_y = 2462 \times 2500 = 6155000 \text{ kg.cm}$$

$$M_n = 0,98 \left[46620 + (61550 - 46620) \frac{694,296 - 221,4}{694,296 - 220,527} \right]$$

$$M_n = 58902,30 \text{ kg.m} < M_P$$

$$\phi M_n = 0,9 \times 58902,30 = 53012,07 \text{ kg.m} < M_{\max} (27041,496 \text{ kg.m}) \dots \text{Oke}$$

Rasio batang tarik :

$$\frac{M_u}{\phi M_n} = \frac{27041,496}{53012,07} = 0,51 < 1 \quad \text{ok}$$

j) Kuat rencana geser balok

Cek kelangsingan penampang terhadap geser

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{428}{11} = 38,91$$

$$1.10 \sqrt{\frac{k_n \cdot E}{f_y}} = 1.10 \sqrt{\frac{6,43 \cdot 2 \times 10^6}{2500}} = 79,38$$

$$k_n = 5 + \frac{5}{\left(\frac{a}{h}\right)^2} = 5 + \frac{5}{\left(\frac{800}{428}\right)^2} = 6,43$$

$$\lambda \leq 1.10 \sqrt{\frac{k_n \cdot E}{f_y}} \quad \text{ok}$$

Oleh karena leleh bersifat plastis sempurna. Maka, kapasitas geser nominal adalah.

$$V_n = 0,6 \cdot f_{yw} \cdot A_w = 0,6 \times 2500 \times (50 \times 1,1) = 82500 \text{ kg}$$

$$\phi V_n = 0,9 \times 82500 \text{ kg} = 74250 \text{ kg}$$

$$\frac{V_u}{\phi V_n} = \frac{14729,91}{74250} = 0,19 \leq 1 \quad \text{ok}$$

k) Interaksi lentur dan geser

$$\frac{M_u}{\phi.M_n} + 0,625 \frac{V_u}{\phi.V_n} \leq 1$$

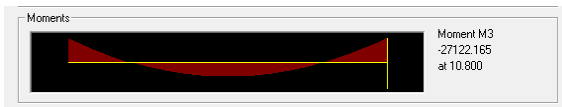
$$0,42 + 0,625 \times 0,19 = 0,54 \leq 1$$

l) Kontrol lendutan

$$\Delta_{\max} = \frac{5L^2}{48EI} * [(M_s - 0,1 * (M_a + M_b))]$$

Dari *output ETABS* didapatkan diagram momen sbb:

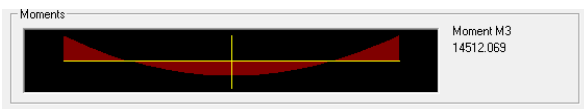
- momen terbesar



Gambar 6.2 Gaya dalam momen ujung terbesar

$$M_a = 27122,165 \text{ kg.m (Momen ujung terbesar)}$$

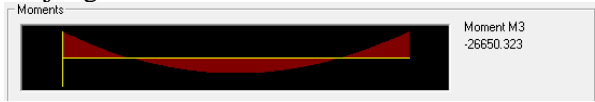
- momen tengah bentang



Gambar 6.3 Gaya dalam momen tengah bentang

$$M_s = 14512,069 \text{ kg.m (Momen Tengah Bentang)}$$

- Momen ujung terkecil



Gambar 6.4 Gaya dalam momen ujung terkecil

$$M_b = 226650,323 \text{ kg.m (Momen Ujung terkecil)}$$

$$L = 600 \text{ cm}$$

$$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{1080}{360} = 3$$

$$f_{\max} = \frac{5L^2}{48EI} [(Ms - 0,1 \times (Ma + Mb))]$$

$$f_{\max} = \frac{5 \times 1080^2}{48 \times 2.10^6 \times 56500} [(1451206,9 - 0,1 \times (2711216,5 + 2266532,3))]$$

$$f^o < f_{ijin} \rightarrow 1,02 \text{ cm} < 3 \text{ cm} \dots \dots \text{OK}$$

6.2.2 Perhitungan Kolom

1. Kontrol kolom lantai 1-6

Pada perencanaan ini, ditunjukkan contoh perhitungan kolom story 2 element C17. Direncanakan kolom dengan profil K 588 x 300 x 12 x 20. Panjang kolom $L = 3,5 \text{ m}$. dengan data- data profil sbb ;

$$A_g = 385 \text{ cm}^2$$

$$i_x = 18,16 \text{ cm}$$

$$I_x \text{ kolom} = 127020 \text{ cm}^4$$

$$i_y = 18,16 \text{ cm}$$

$$I_y \text{ kolom} = 132585 \text{ cm}^4$$

$$Z_x = 4320,4 \text{ cm}^3$$

$$I_x \text{ balok} = 77600 \text{ cm}^4$$

$$Z_y = 4419,5 \text{ cm}^3$$

$$S_y = 4123 \text{ cm}^3$$

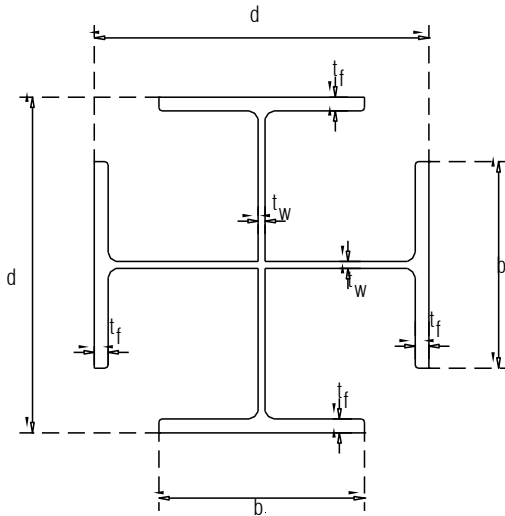
$$S_x = 4020 \text{ cm}^3$$

Dari hasil output ETABS, terjadi pada story 2 element C17 :

$$P_u = 672442,38 \text{ kg}$$

$$M_{ux} = 5510,654 \text{ kg.m}$$

$$M_{uy} = 3466,220 \text{ kg.m}$$



Gambar 6.9 Penampang Kolom Dengan Profil Kingcross

Kontrol Penampang :

Terhadap Tekan :

$$\lambda_p = \frac{135}{\sqrt{f_y}} = \frac{135}{\sqrt{250}} = 8,53$$

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{300}{2(20)} = 7,5$$

$\lambda < \lambda_p$, penampang kompak

Terhadap Lentur :

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{300}{2(20)} = 7,5$$

$$\lambda_p = \frac{175}{\sqrt{f_y}} = \frac{175}{\sqrt{250}} = 11,06$$

$\lambda < \lambda_p$, penampang kompak

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{600}{12} = 50$$

$$\lambda_p = \frac{1680}{\sqrt{f_y}} = \frac{1680}{\sqrt{250}} = 106,25$$

$\lambda < \lambda_p$, penampang kompak

Karena penampang kompak, maka $M_{nx} = M_{ny} = M_p$:

$$M_x = S_x \cdot f_y = 4020 \cdot 2500 = 10050000 \text{ kg.cm}$$

$$1,5 M_x = 1,5 \cdot 10050000 = 15075000 \text{ kg.cm}$$

$$M_{nx} = M_{px}$$

$$= Z_x \cdot f_y$$

$$= 4320,4 \cdot 2500$$

$$= 10772500 \text{ kg.cm} < 1,5 M_x \dots \text{OK}$$

$$M_y = S_y \cdot f_y = 4123 \cdot 2500 = 10307500 \text{ kg.cm}$$

$$1,5 M_y = 1,5 \cdot 10307500 = 15461250 \text{ kg.cm}$$

$$M_{ny} = M_{py}$$

$$= Z_y \cdot f_y$$

$$= 4419,5 \cdot 2500 = 11048750 \text{ kg.cm} < 1,5 M_y$$

Diperoleh :

$$M_{nx} = 10772500 \text{ kg.cm}$$

$$\phi M_{nx} = 0,9 \cdot 10772500 = 9695250 \text{ kg.cm}$$

$$M_{ny} = 11048750 \text{ kg.cm}$$

$$\phi M_{ny} = 0,9 \cdot 11048750 = 9943875 \text{ kg.cm}$$

$$\phi M_{nx} > M_{ux}$$

$$96952,50 \text{ kg.m} > 5510,654 \text{ kg.m} \dots \text{OK}$$

$$\phi M_{ny} > M_{uy}$$

$$99438,75 \text{ kg.m} > 3466,220 \text{ kg.m} \dots \text{OK}$$

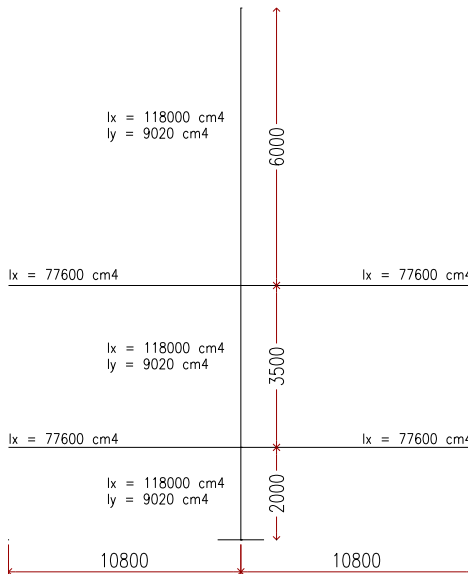
Kontrol Tekuk Lateral

$$L_b = 350 \text{ cm}$$

Dari tabel diperoleh

$$L_p = 360,995 \text{ cm}$$

$L_b < L_p$, bentang pendek



Gambar 6.10 Pemodelan Letak Kolom Lantai 1-6

Terhadap Sumbu x :

Kontrol kekauan portal

$$G_A = \frac{(127020 / 600) + (127020 / 350)}{2(77600 / 1080)} = 3,99$$

$$G_B = \frac{(127020 / 200) + (127020 / 350)}{2(77600 / 1080)} = 4,67$$

Diperoleh : $k_c = 2,1$ (bergoyang)

$$\lambda_x = \frac{k_c L}{i_x} = \frac{2,1 \times 350}{18,16} = 40,47$$

Terhadap sumbu y :

$$G_A = \frac{(132585 / 600) + (132585 / 350)}{2(77600 / 360)} = 1,39$$

$$G_B = \frac{(132585 / 200) + (132585 / 350)}{2(77600 / 360)} = 2,41$$

Diperoleh : $k_c = 1,55$ (bergoyang)

$$\lambda_y = \frac{k_c L}{i_y} = \frac{1,55 \times 350}{18,16} = 29,87$$

Rumus interaksi :

Dipakai $\lambda = 40,47$ (menentukan)

$$\lambda_c = \frac{\lambda}{\pi} x \sqrt{\frac{f_y}{E}} = \frac{40,47}{\pi} x \sqrt{\frac{2500}{2 \times 10^6}} = 0,45$$

$$0,25 < \lambda_c < 1,2$$

$$\omega = \frac{1,43}{1,6 - 0,67 \lambda_c} = \frac{1,43}{1,6 - 0,67 \times 0,45} = 1,10$$

$$P_n = A_g \cdot \frac{f_y}{\omega} = 385 \times \frac{2500}{1,10} = 875000 \text{ kg}$$

$$\frac{P_u}{\phi P_n} = \frac{672442,38}{0,85 \times 875000} = 0,90 > 0,2 \dots \text{RUMUS 1}$$

Kontrol Tekan – lentur 1:

$$\frac{P_u}{\phi P_n} = 0,90 \rightarrow \frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1,00$$

$$\frac{672442,38}{0,85 \cdot 875000} + \frac{8}{9} \left(\frac{5510,654}{96952,5} + \frac{3466,220}{99438,75} \right) \leq 1,00$$

$$0,98 \leq 1 \dots \text{OK}$$

2. Kontrol kolom lantai 7-12

Pada perencanaan ini, ditunjukkan contoh perhitungan kolom story 7 element C18. Direncanakan kolom dengan profil K 500 x 200 x 10 x 16. Panjang kolom L = 6 m. dengan data- data profil sbb ;

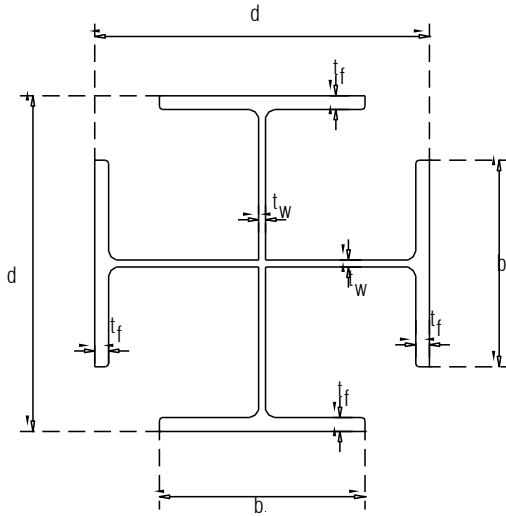
| | | | |
|---------------------|------------------------|-------|-------------------------|
| A_g | $= 228,4 \text{ cm}^2$ | i_x | $= 14,79 \text{ cm}$ |
| $I_x \text{ kolom}$ | $= 29940 \text{ cm}^4$ | i_y | $= 15,7 \text{ cm}$ |
| $I_y \text{ kolom}$ | $= 52189 \text{ cm}^4$ | Z_x | $= 1997,6 \text{ cm}^3$ |
| $I_x \text{ balok}$ | $= 77600 \text{ cm}^4$ | Z_y | $= 1046,6 \text{ cm}^3$ |
| S_y | $= 2945 \text{ cm}^3$ | S_x | $= 2910 \text{ cm}^3$ |

Dari hasil output ETABS, terjadi pada story 7 element C18 :

$$P_u = 357112,42 \text{ kg}$$

$$M_{ux} = 2888,710 \text{ kg.m}$$

$$M_{uy} = 1533,190 \text{ kg.m}$$



Gambar 6.8 Penampang Kolom Dengan Profil Kingcross

Kontrol Penampang :

Terhadap Tekan :

$$\lambda_p = \frac{135}{\sqrt{f_y}} = \frac{135}{\sqrt{250}} = 8,53$$

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{200}{2(16)} = 6,25$$

$\lambda < \lambda_p$, penampang kompak

Terhadap Lentur :

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{200}{2(16)} = 6,25$$

$$\lambda_p = \frac{175}{\sqrt{f_y}} = \frac{175}{\sqrt{250}} = 11,06$$

$\lambda < \lambda_p$, penampang kompak

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{500}{10} = 50$$

$$\lambda_p = \frac{1680}{\sqrt{f_y}} = \frac{1680}{\sqrt{250}} = 106,25$$

$\lambda < \lambda_p$, penampang kompak

Karena penampang kompak, maka $M_{nx} = M_{ny} = M_p$:

$$M_x = S_x \cdot f_y = 2910 \cdot 2500 = 7275000 \text{ kg.cm}$$

$$1,5 M_x = 1,5 \cdot 7275000 = 10912500 \text{ kg.cm}$$

$$M_{nx} = M_{px}$$

$$= Z_x \cdot f_y$$

$$= 1997,6 \cdot 2500$$

$$= 4994000 \text{ kg.cm} < 1,5 M_x \dots \text{OK}$$

$$M_y = S_y \cdot f_y = 2945 \cdot 2500 = 7362500 \text{ kg.cm}$$

$$1,5 M_y = 1,5 \cdot 7362500 = 11043750 \text{ kg.cm}$$

$$M_{ny} = M_{py}$$

$$= Z_y \cdot f_y$$

$$= 1046,6 \cdot 2500 = 2616500 \text{ kg.cm} < 1,5 M_y$$

Diperoleh :

$$M_{nx} = 4994000 \text{ kg.cm}$$

$$\phi M_{nx} = 0,9 \cdot 4994000 = 4494600 \text{ kg.cm}$$

$$M_{ny} = 2616500 \text{ kg.cm}$$

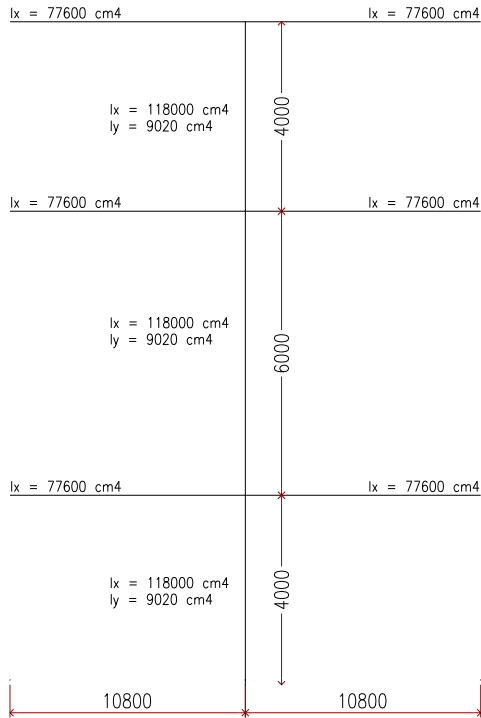
$$\phi M_{ny} = 0,9 \cdot 2616500 = 2354850 \text{ kg.cm}$$

$$\phi M_{nx} > M_{ux}$$

44946 kg.m > 2888,710 kg.m ...OK

ϕ Mny > Muy

23548,5 kg.m > 1533,190 kg.m ...OK



Gambar 6.11 Pemodelan Letak Kolom Lantai 1-5

Terhadap Sumbu x :

Kontrol kekakuan portal

$$G_A = \frac{(29940 / 600) + (29940 / 400)}{2(77600 / 1080)} = 0,86$$

$$G_B = \frac{(29940 / 600) + (29940 / 400)}{2(77600 / 1080)} = 0,86$$

Diperoleh : $k_c = 1,3$ (bergoyang)

$$\lambda_x = \frac{k_c L}{i_x} = \frac{0,86 \times 600}{14,79} = 34,88$$

Terhadap sumbu y :

$$G_A = \frac{(52189 / 600) + (52189 / 400)}{2(77600 / 360)} = 0,50$$

$$G_B = \frac{(8110 / 400) + (8110 / 600)}{2(77600 / 360)} = 0,50$$

Diperoleh : $k_c = 1,15$ (bergoyang)

$$\lambda_y = \frac{k_c L}{i_y} = \frac{0,5 \times 600}{15,7} = 19,1$$

Rumus interaksi :

Dipakai $\lambda = 34,88$ (menentukan)

$$\lambda_c = \frac{\lambda}{\pi} x \sqrt{\frac{f_y}{E}} = \frac{34,88}{\pi} x \sqrt{\frac{2500}{2 \times 10^6}} = 0,39$$

$$0,25 < \lambda_c < 1,2$$

$$\omega = \frac{1,43}{1,6 - 0,67 \cdot \lambda_c} = \frac{1,43}{1,6 - 0,67 \times 0,39} = 1,07$$

$$P_n = A_g \cdot \frac{f_y}{\omega} = 228,4 \times \frac{2500}{1,07} = 534345,79 \text{ kg}$$

$$\frac{Pu}{\phi Pn} = \frac{357112,42}{0,85 \times 534345,79} = 0,78 > 0,2 \dots \text{RUMUS 1}$$

Kontrol Tekan – lentur :

$$\frac{Pu}{\phi Pn} = 0,78 \rightarrow \frac{Pu}{\phi_c Pn} + \frac{8}{9} \left(\frac{Mux}{\phi_b Mnx} + \frac{Muy}{\phi_b Mny} \right) \leq 1,00$$

$$\frac{357112,42}{0,85 \times 534345,79} + \frac{8}{9} \left(\frac{2888,710}{44946} + \frac{1533,190}{23548,5} \right) \leq 1,00$$

$$0,89 \leq 1 \dots \text{OK}$$

6.3 Perencanaan Sambungan

6.3.1 Sambungan Kolom dengan kolom

Sambungan kolom yang direncanakan pada lantai 2, berdasarkan hasil etabs diperoleh gaya – gaya yang bekerja pada kolom C17 :

$$Pu = 627422,38 \text{ kg}$$

$$Mux = 10642,241 \text{ kg.m}$$

$$Muy = 3517,437 \text{ kg.m}$$

$$Vux = 1152,84 \text{ kg}$$

$$Vuy = 5196,33 \text{ kg}$$

$$\text{Kolom} : K 600 \times 300 \times 12 \times 20$$

$$\text{BJ-41} : f_y = 2500 \text{ kg/cm}^2$$

$$Fu = 4100 \text{ kg/cm}^2$$

Alat Penyambung :

Baut tipe A490 (tanpa ulir pada bidang geser) :

$$f_u = 113 \text{ ksi} = 7800 \text{ kg/cm}^2$$

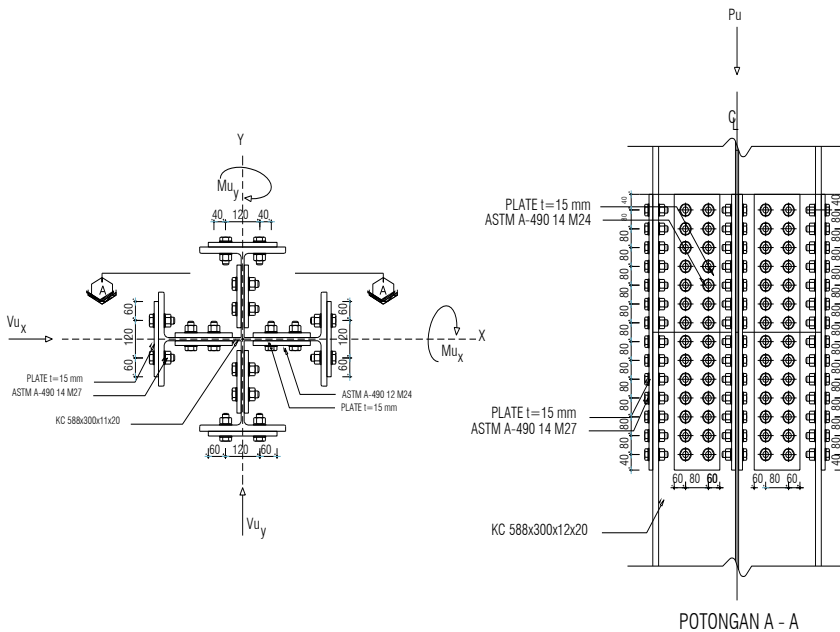
$$\text{Ø } 27 \text{ mm} ; A_b = \frac{1}{4} \times \pi \times 2,72 = 5,725 \text{ cm}^2$$

$$\text{Ø } 24 \text{ mm} ; A_b = \frac{1}{4} \times \pi \times 2,42 = 4,523 \text{ cm}^2$$

Pelat penyambung :

Tebal 15 mm

$$\text{BJ } 50 ; f_u = 5000 \text{ kg/cm}^2, f_y = 2900 \text{ kg/cm}^2$$



Gambar 6.10 Sambungan kolom dengan kolom

Pembagian beban aksial :

$$\begin{aligned}
 Pu_{\text{badan}} &= \frac{A_{\text{badan}}}{A_{\text{profil}}} x Pu = \frac{1,2x(5,88 - 2x2)x2}{385} 627422,38 \\
 &= 7353,06 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Pu_{\text{sayap}} &= Pu - Pu_{\text{badan}} \\
 &= 627422,38 - 7353,06 \\
 &= 620069,32 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Sambungan arah xPembagian beban momen :

$$\begin{aligned}
 Mu_{\text{badan}} &= \frac{I_{\text{badan}}}{I_{\text{profil}}} x Mu_x = \frac{1/12 x 1,2x(60 - 2x2)^3}{127020} 10642,241 \\
 &= 1471,38 \text{ kg.m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Mu_{\text{sayap}} &= Mu - Mu_{\text{badan}} \\
 &= 10642,241 - 1471,38 \\
 &= 9170,86 \text{ kg.m}
 \end{aligned}$$

- a. Sambungan pada sayap kolom (pakai baut Ø27 mm)

Kuat geser (ϕV_n) :

$$\begin{aligned}
 \phi \cdot r_1 \cdot f_u^b \cdot A_b \cdot m &= 0,75 \times 0,5 \times 7800 \times 5,725 \times 1 \\
 &= 16745,625 \text{ kg (menentukan)}
 \end{aligned}$$

Kuat tumpu (ϕR_n) :

$$\begin{aligned}
 \phi \cdot 2,4 \cdot d_b \cdot t_p \cdot f_u^p &= 0,75 \times 2,4 \times 2,7 \times 1,5 \times 5000 \\
 &= 36450 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Gaya kopel pada sayap :

$$T = \frac{Mu_{\text{sayap}}}{d} = \frac{9170,86}{0,6} = 15284,77 \text{ kg}$$

Jumlah gaya total pada sayap :

$$\begin{aligned} Pu_{\text{total}} &= T + Pu_{\text{sayap}} / 4 \\ &= 15284,77 + (620069,32/4) \\ &= 170302,09 \text{ kg} \end{aligned}$$

Jumlah baut yang diperlukan :

$$\begin{aligned} n &= Pu_{\text{total}} / \phi Vn = 170302,09 / 16745,625 \\ &= 12,16 \approx 14 \text{ buah} \end{aligned}$$

Dipasang 12 buah baut agar simetris pembagian bautnya.

Kontrol jarak baut :

$$\begin{aligned} \text{Jarak tepi : (S1)} &= 1,5 \text{ db s/d } (4tp + 100) \text{ atau } 200 \text{ mm} \\ &= 40,5 \text{ mm s/d } 200 \text{ mm} \\ &\text{pakai S1} = 50 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{(S2)} &= 1,25 \text{ db s/d } 12tp \text{ atau } 150 \text{ mm} \\ &= 33,75 \text{ mm s/d } 150 \text{ mm} \\ &\text{Pakai S2} = 50 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Jarak baut : (S)} &= 3db \text{ s/d } 15tp \text{ atau } 200 \text{ mm} \\ &= 81 \text{ mm s/d } 200 \text{ mm} \\ &\text{Pakai S} = 100 \text{ mm} \end{aligned}$$

Sambungan pada badan kolom (pakai baut Ø24mm)

Kuat geser (ϕVn) :

$$\begin{aligned} \phi \cdot r1 \cdot fu^b \cdot Ab \cdot m &= 0,75 \times 0,5 \times 7800 \times 4,523 \times 2 \\ &= 26512,2 \text{ kg (menentukan)} \end{aligned}$$

Kuat tumpu (ϕRn) :

$$\begin{aligned} \phi \cdot 2,4 \cdot db \cdot tp \cdot fu^p &= 0,75 \times 2,4 \times 2,7 \times 2 \times 5000 \\ &= 48600 \text{ kg} \end{aligned}$$

Momen yang bekerja pada titik berat sambungan :

$$\begin{aligned} Mu &= (Mu_{\text{badan}} + Vu_x \times e2) \\ &= (10642,24 + 1152,84 \times 0,2) \end{aligned}$$

$$= 10872,81 \text{ kg.m}$$

$$= 1087281 \text{ kg.cm}$$

Perkiraan jumlah baut :

$$n = \sqrt{\frac{6Mu}{\mu Ru}} = \sqrt{\frac{6 \times 1087281}{6 \times (0,7 \times 1,2 \times 26512,2)}} = 6,98 \approx 8 \text{ baut}$$

Kontrol jarak baut

Jarak tepi : (S1) = 1,5 db s/d (4tp + 100) atau 200 mm

$$= 36 \text{ mm s/d } 196 \text{ mm}$$

pakai S1 = 50 mm

(S2) = 1,25 db s/d 12tp atau 150 mm

$$= 30 \text{ mm s/d } 150 \text{ mm}$$

Pakai S2 = 50 mm

Jarak baut : (S) = 3db s/d 15tp atau 200 mm

$$= 72 \text{ mm s/d } 200 \text{ mm}$$

Pakai S = 100 mm

Sambungan arah y

Pembagian beban momen :

$$Mu_{\text{badan}} = \frac{I_{\text{badan}}}{I_{\text{profil}}} \times Mu_y = \frac{1/12 \times 1,2 \times (60 - 2 \times 2)^3}{127020} \times 3517,44$$

$$= 486,32 \text{ kg.m}$$

$$Mu_{\text{sayap}} = Mu - Mu_{\text{badan}}$$

$$= 3517,44 - 486,32$$

$$= 3031,12 \text{ kg.m}$$

a. Sambungan pada sayap kolom (pakai baut Ø27 mm)

Kuat geser (ϕV_n) :

$$\phi \cdot r_1 \cdot f_u^b \cdot A_b \cdot m = 0,75 \times 0,5 \times 7800 \times 5,725 \times 1$$

$$= 16745,625 \text{ kg}$$

Kuat tumpu (ϕR_n) :

$$\phi \cdot 2,4 \cdot db \cdot t_p \cdot f_u^p = 0,75 \times 2,4 \times 2,7 \times 1,5 \times 5000$$

$$= 36450 \text{ kg}$$

Gaya kopel pada sayap :

$$T = \frac{Mu_{sayap}}{d} = \frac{3031,12}{0,6} = 5051,86 \text{ kg}$$

Jumlah gaya total pada sayap :

$$Pu_{total} = T + Pu_{sayap} / 4$$

$$= 5051,86 + (620069,32/4)$$

$$= 160069,19 \text{ kg}$$

Jumlah baut yang diperlukan :

$$n = Pu_{total} / \phi V_n = 160069,19 / 16745,625$$

$$= 9,56 \approx 12 \text{ buah}$$

Dipasang 10 buah baut agar simetris pembagian bautnya.

Kontrol jarak baut :

$$\text{Jarak tepi : (S1)} = 1,5 \text{ db s/d } (4t_p + 100) \text{ atau } 200 \text{ mm}$$

$$= 40,5 \text{ mm s/d } 200 \text{ mm}$$

pakai S1 = 50 mm

$$\text{(S2)} = 1,25 \text{ db s/d } 12t_p \text{ atau } 150 \text{ mm}$$

$$= 33,75 \text{ mm s/d } 150 \text{ mm}$$

Pakai S2 = 50 mm

$$\text{Jarak baut : (S)} = 3db \text{ s/d } 15t_p \text{ atau } 200 \text{ mm}$$

$$= 81 \text{ mm s/d } 200 \text{ mm}$$

Pakai S = 100 mm

Sambungan pada badan kolom (pakai baut $\phi 24\text{mm}$)

Kuat geser (ϕV_n) :

$$\phi \cdot r_l \cdot f_u^b \cdot Ab.m = 0,75 \times 0,5 \times 7800 \times 4,523 \times 2$$

$$= 26459,55 \text{ kg (menentukan)}$$

Kuat tumpu (ϕR_n) :

$$\begin{aligned}\phi \cdot 2,4 \cdot db \cdot t_p \cdot f_u^p &= 0,75 \times 2,4 \times 2,7 \times 2 \times 5000 \\ &= 48600 \text{ kg}\end{aligned}$$

Momen yang bekerja pada titik berat sambungan :

$$\begin{aligned}M_u &= (M_{u_{\text{badan}}} + V_{u_y} \times e_2) \\ &= (486,32 + 5196,33 \times 0,15) \\ &= 1265,77 \text{ kg.m} \\ &= 126577 \text{ kg.cm}\end{aligned}$$

Perkiraan jumlah baut :

$$n = \sqrt{\frac{6M_u}{\mu R_u}} = \sqrt{\frac{6 \times 126577}{6 \times (0,7 \times 1,2 \times 26459,55)}} = 5,69 \approx 8 \text{ baut}$$

Kontrol jarak baut

Jarak tepi : (S1) = 1,5 db s/d (4 t_p + 100) atau 200 mm
 = 36 mm s/d 196 mm
 pakai S1 = 50 mm

(S2) = 1,25 db s/d 12 t_p atau 150 mm
 = 30 mm s/d 150 mm
 Pakai S2 = 50 mm

Jarak baut : (S) = 3db s/d 15 t_p atau 200 mm
 = 72 mm s/d 200 mm
 Pakai S = 100 mm

6.3.2 Sambungan Kolom dengan *Base Plate*

Profil kolom K 588 x 300 x 12 x 20.

Dari hasil analisis, gaya yang bekerja pada dasar kolom element lantai 1 C21 :

$$P_u = 941425,12 \text{ kg}$$

$$M_{ux} = 5243,66 \text{ kg.m}$$

$$M_{uy} = 4630,60 \text{ kg.m}$$

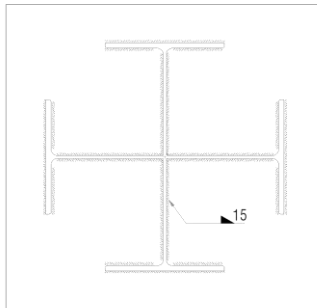
$$V_{ux} = 3691,47 \text{ kg}$$

$$V_{uy} = 5570,67 \text{ kg}$$

Direncanakan : $f_c' = 30 \text{ MPa} = 300 \text{ kg/cm}^2$

Direncanakan mutu angker $f_u = 4100 \text{ kg/cm}^2$

Sambungan Las pada *Base Plate* :



Gambar 6.13 Sambungan Las pada *Baseplate*

Direncanakan las dengan tebal = 1 cm pada daerah yang terarsir pada profil King Cross 588 x 300 x 12 x 20. sehingga didapatkan:

$$A_{las} = ((4 \times 30) + (4 \times 58,8)) = 355,2 \text{ cm}^2$$

$$I_x = \left[2 \left(\frac{1}{12} 30 \times 1^3 + 1 \times 30 \times 29,4^2 \right) \right] + \left[2 \left(\frac{1}{12} \times 73,2 \times 1^3 + 1 \times 58,8 \times 0,5^2 \right) \right]$$

$$+ \left[2 \left(\frac{1}{12} \times 1 \times 58,8^3 + \frac{1}{12} \times 1 \times 30^3 \right) \right] = 51866,6 + 41,6 + 38382,91 = 90291,11 \text{ cm}^4$$

$I_y = I_x$, karena simetris = $290291,11 \text{ cm}^4$

$$W_x = W_y = \frac{I_x}{y} = \frac{150297,93}{29,4} = 5112,17 \text{ cm}^3$$

$$f_u \text{ las} = \phi \cdot 0,6 \cdot F_{E70xx} \cdot 1 = 0,75 \times 0,6 \times 70 \times 70,3 \times 1 = 2214,45 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{total} = \frac{Pu}{A} + \frac{Mx}{W_x} + \frac{My}{W_y} = \frac{941425,12}{355,2} + \frac{5243,66}{5112,17} + \frac{4630,60}{5122,17} = 2652,33 \text{ kg/cm}^2$$

$$te = \frac{f_{total}}{f_{u \text{ las}}} \cdot 1 \text{ cm} = \frac{2652,33}{2214,45} \times 1 \text{ cm} = 1,19 \text{ cm}$$

$$a = \frac{te}{0,707} = \frac{1,19}{0,707} = 1,68 \text{ cm} \approx 2 \text{ cm}$$

Syarat-syarat tebal kaki las:

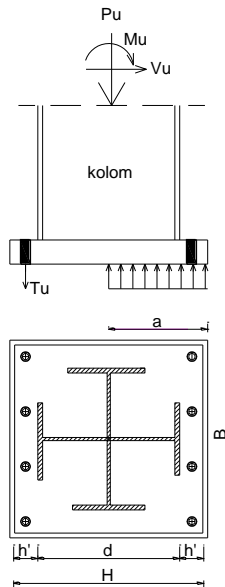
Tebal minimum t plat = 15 mm

$$a_{\text{eff}} = \frac{1,41 \cdot f_u \cdot t_{\text{plat}}}{F_{E70xx}} = \frac{1,41 \times 4100 \times 1,5}{70 \times 70,3} = 1,76 \text{ cm} \approx 2 \text{ cm}$$

Jadi, dipakai las dengan $a = 2 \text{ cm}$.

Perhitungan Base Plate

Arah x :



Gambar 6.14 Desain baseplate arah x

Direncanakan diameter baut : $5/4 \text{ inch} = 5/4 \times 2,54 = 3,175 \text{ cm}$

$$h' > w_e + c_1$$

$$w_e = \text{jarak baut ke tepi} = 1\frac{3}{4} \times d_b = 5,56 \text{ cm}$$

$$c_1 = \text{jarak minimum untuk kunci} = 27/16 \times d_b = 5,36 \text{ cm}$$

$$h' \geq 5,56 + 5,36$$

$$\geq 10,92 \text{ cm}$$

$$H \geq d + 2h'$$

$$\geq 58,8 + (2 \times 10,92)$$

$$\geq 80,64 \text{ cm} \rightarrow H = 100 \text{ cm}$$

$$h = H - w_e = 100 - 5,56 = 94,44 \text{ cm} = 95 \text{ cm}$$

B = dianggap sama dengan H karena kolom menggunakan profil kingcross = 100 cm

$$b = (B - 0,8b_f)/2 = (95 - 0,8 \times 30)/2 = 35,5 \text{ cm}$$

Dimensi Beton :

Panjang: $100 + (2 \times 5) = 110 \text{ cm}$

Lebar : $100 + (2 \times 5) = 110 \text{ cm}$

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = \sqrt{\frac{110 \times 110}{100 \times 100}} = 1,21$$

$$\begin{aligned} f_{cu}' &= 0,85 \times f_c' \times \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = 0,85 \times 30 \times 1,21 \\ &= 30,855 \text{ MPa} = 308,55 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$a = h - \sqrt{h^2 - \frac{Pu(2h - H) + 2Mu}{\phi_c \times f_{cu}' \times B}}$$

$$a = 95 - \sqrt{95^2 - \frac{941425,12(2 \times 95 - 100) + 2 \times 5243,66}{0,6 \times 308,55 \times 100}}$$

$$a = 65,109 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} Tu &= (\phi_c \cdot f_{cu}' \cdot B \cdot a) - Pu \\ &= (0,6 \times 308,55 \times 100 \times 65,11) - 941425,12 \\ &= 63269,25 \text{ kg} \end{aligned}$$

Perhitungan Baut Angkur

Direncanakan diameter baut : $5/4 \text{ inch} = 5/4 \times 2,54 = 3,175 \text{ cm}$

$$fu = 4100 \text{ kg/cm}^2$$

$$\begin{aligned} \phi Rn &= 0,75 \times fub \times (0,5 Ab) \\ &= 0,75 \times 4100 \times (0,5 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 3,175^2) \\ &= 12172,86 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\phi Rn \geq \frac{Tu}{n}$$

$$12172,86 \geq \frac{63269,25}{n}$$

$$n \geq 5,2 \approx 6 \text{ buah baut}$$

Maka baseplate dengan ukuran 100 cm x 100 cm dapat digunakan sebagai alas kolom K 588 x 300 x 12 x 20.

Perhitungan Tebal Plat Baja

$$t \geq 2,108 \sqrt{\frac{Tu(h' - we)}{f_y \cdot B}}$$

$$t \geq 2,108 \sqrt{\frac{63269,25(10,92 - 5,56)}{2400 \times 100}}$$

$$t \geq 2,505 \text{ cm} \approx 3 \text{ cm}$$

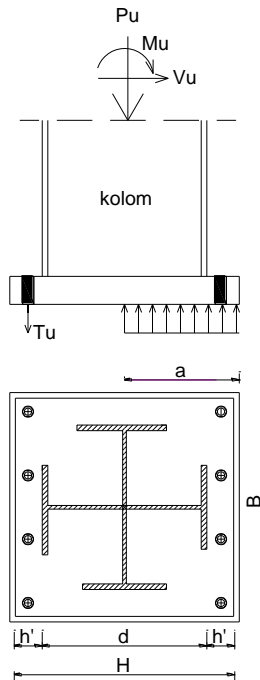
Jadi dipakai $t = 3 \text{ cm}$ (syarat tebal minimum plat kaki las)

Untuk arah x direncanakan menggunakan 4 buah baut $\varnothing 5/4 \text{ inch} = 3,175 \text{ cm}$ dengan $f_u = 4100 \text{ kg/cm}$

Perhitungan Panjang Baut Angker

$$\begin{aligned} \frac{\lambda d}{db} &= \frac{9f_y}{10\sqrt{f_c}} \times \frac{\alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \lambda}{\left(\frac{c+ktr}{db}\right)} \\ &= \frac{9 \times 250}{10\sqrt{30}} \times \frac{1 \times 1,2 \times 1 \times 1}{(2,5)} = 19,72 \end{aligned}$$

$$\lambda d = 19,72 db = 62,60 \text{ cm} = 70 \text{ cm}$$

Arah y :

Gambar 6.15 Desain baseplate arah y

Direncanakan diameter baut : $5/4 \text{ inch} = 5/4 \times 2,54 = 3,175 \text{ cm}$

$h' > w_e + c_1$

w_e = jarak baut ke tepi = $1\frac{3}{4} \times 3,175 = 5,56 \text{ cm}$

c_1 = jarak minimum untuk kunci = $27/16 \times d_b = 5,36 \text{ cm}$

$h' \geq 5,56 + 5,36$

$\geq 10,92 \text{ cm}$

$H \geq d + 2h'$

$\geq 58,8 + (2 \times 10,92)$

$\geq 80,64 \text{ cm} \rightarrow H = 100 \text{ cm}$

$h = H - w_e = 100 - 5,56 = 94,44 \text{ cm} = 95 \text{ cm}$

B = dianggap sama dengan H karena kolom menggunakan profil kingcross = 100 cm

$$b = (B - 0,8bf)/2 = (100 - 0,8 \times 30)/2 = 38 \text{ cm}$$

Dimensi Beton :

Panjang: $100 + (2 \times 5) = 110 \text{ cm}$

Lebar : $100 + (2 \times 5) = 110 \text{ cm}$

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = \sqrt{\frac{110 \times 110}{100 \times 100}} = 1,21$$

$$\begin{aligned} f_{cu}' &= 0,85 \times f_c' \times \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = 0,85 \times 30 \times 1,21 \\ &= 30,855 \text{ MPa} = 308,55 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$a = h - \sqrt{h^2 - \frac{Pu(2h - H) + 2Mu}{\phi \times f_{cu}' \times B}}$$

$$a = 95 - \sqrt{95^2 - \frac{941425,12(2 \times 95 - 100) + 2 \times 4630,60}{0,6 \times 308,55 \times 100}}$$

$$a = 65,08 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} T_u &= (\phi \times f_{cu}' \times B \times a) - Pu \\ &= (0,6 \times 308,55 \times 100 \times 65,08) - 941425,12 \\ &= 63834,93 \text{ kg} \end{aligned}$$

Perhitungan Baut Angkur

Direncanakan diameter baut : $5/4 \text{ inch} = 5/4 \times 2,54 = 3,175 \text{ cm}$

$$f_u = 4100 \text{ kg/cm}^2$$

$$\begin{aligned} \phi R_n &= 0,75 \times f_{ub} \times (0,5 A_b) \\ &= 0,75 \times 4100 \times (0,5 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 3,175^2) \\ &= 12172,86 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\phi R_n \geq \frac{T_u}{n}$$

$$12172,86 \geq \frac{63834,93}{n}$$

$$n \geq 5,3 \approx 6 \text{ buah baut}$$

Maka baseplate dengan ukuran 100 cm x 100 cm dapat digunakan sebagai alas kolom K 588 x 300 x 12 x 20..

Perhitungan Tebal Plat Baja

$$t \geq 2,108 \sqrt{\frac{Tu(h' - we)}{f_y \cdot B}}$$

$$t \geq 2,108 \sqrt{\frac{63834,93(10,92 - 5,56)}{2400 \times 100}}$$

$$t \geq 2,52 \text{ cm} \approx 3 \text{ cm}$$

Jadi dipakai $t = 3 \text{ cm}$ (syarat tebal minimum plat kaki las)

Untuk arah y direncanakan menggunakan 2 buah baut $\varnothing 5/4 \text{ inch}$ = 3,175 cm dengan $f_u = 4100 \text{ kg/cm}^2$

Perhitungan Panjang Baut Angker

$$\frac{\lambda d}{db} = \frac{9f_y}{10\sqrt{f'_c}} \times \frac{\alpha\beta\gamma\lambda}{\left(\frac{c + ktr}{db}\right)}$$

$$= \frac{9 \times 250}{10\sqrt{30}} \times \frac{1 \times 1,2 \times 1 \times 1}{(2,5)} = 19,72$$

$$\lambda d = 19,72 db = 62,60 \text{ cm} = 70 \text{ cm}$$

6.3.3 Sambungan Kolom dengan balok induk

Balok induk memanjang : WF 600 x 200 x 11 x 17

Kolom kingcross : K 600 x 300 x 12 x 20

Sambungan balok utamadengan kolom direncanakan dengan rigid connection dimana sambungan memikul beban geser Pu dan momen Mu. Penerimaan beban dianggap sebagai berikut :

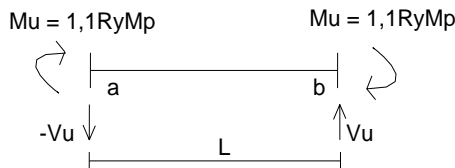
- Beban P_u diteruskan oleh sambungan pada badan secara tegak lurus ke flens kolom
- Beban momen M_u diteruskan oleh sayap balok dengan baja T ke flens kolom

Sambungan kaku yang merupakan bagian dari Sistem Rangka Pemikul Beban Gempa mempunyai kuat lentur M_u yang besarnya paling tidak sama dengan :

$$M_p = Z_x \cdot f_y = 2863 \times 2500 = 7157500 \text{ kg.cm}$$

$$M_u = 1,1 \times 1,5 \cdot M_p = 1,1 \times 1,5 \times 7157500 = 11809875 \text{ kg.cm}$$

Gaya geser terfaktor V_u pada sambungan balok (B61) ke kolom harus ditetapkan berdasarkan kombinasi pembebanan $1,2D + 0,5L$ ditambah gaya geser yang berasal dari M_u diatas. Dari perhitungan manual dengan tumpuan sederhana didapat $V_u (1,2D + 0,5LL) = 19088,82 \text{ Kg}$



Gambar 6.16 Gaya Pada Balok-Kolom

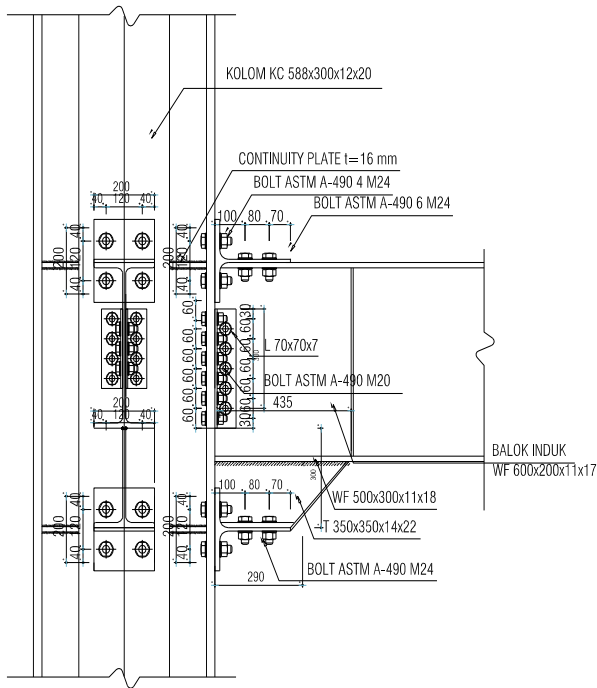
V_u (gaya geser) yang berasal dari M_u :

$$\sum M_A = 0$$

$$V_B \cdot l - M_B - M_A = 0$$

$$V_B = \frac{M_A + M_B}{l} = \frac{11809875 + 11809875}{1080} = 21870,13 \text{ kg}$$

$$\text{Jadi, besarnya } V_u \text{ yaitu } = 19088,82 \text{ kg} + 21870,13 \text{ kg} \\ = 40958,95 \text{ kg}$$



Gambar 6.17 Sambungan Balok dan Kolom

a. Sambungan Pada Badan Balok

Penentuan Jumlah Baut

Direncanakan menggunakan baut A 490 dengan mutu 113 ksi Ø 20 dengan, $f_u = 7800 \text{ kg/cm}^2$, Pada bidang geser baut tidak ada ulir ($r_1 = 0,5$)

Tebal pelat = 7 mm dengan $f_y = 2500 \text{ kg/cm}^2$, $f_u = 4100 \text{ kg/cm}^2$

$$A_b = \frac{1}{4} \pi d^2 = \frac{1}{4} \pi 2^2 = 3,14 \text{ cm}^2$$

Kontrol Sambungan pada Badan Balok :

Direncanakan memakai : pelat siku 70 x 70 x 7

Kekuatan 1 baut :

$$\begin{aligned}\text{Kuat Geser } (\phi R_n) &= 0,75 \cdot r_1 \cdot f_u \cdot A_{\text{baut}} \cdot m \\ &= 0,75 \times 0,5 \times 7800 \times 3,14 \times 2 \\ &= 18369 \text{ kg}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Kuat Tumpu } (\phi R_n) &= 0,75 \cdot 2,4 \cdot d_b \cdot t_p \cdot f_u \\ &= 0,75 \times 2,4 \times 2 \times 0,7 \times 4100 \\ &= 10332 \text{ kg (menentukan)}\end{aligned}$$

Jumlah baut yang diperlukan :

$$n = \frac{Vu}{\phi R_{nt}} = \frac{40958,95}{10332} = 3,96 \approx 4 \text{ buah baut}$$

b. Sambungan Pada Sayap Kolom

Direncanakan menggunakan baut A 490 dengan mutu 113 ksi \varnothing 20 dengan, $f_u = 7800 \text{ kg/cm}^2$, Pada bidang geser baut tidak ada ulir ($r_1 = 0,5$)

Tebal pelat = 7 mm dengan $f_y = 2500 \text{ kg/cm}^2$, $f_u = 4100 \text{ kg/cm}^2$

$$A_b = \frac{1}{4} \pi d^2 = \frac{1}{4} \pi 2^2 = 3,14 \text{ cm}^2$$

Kontrol Sambungan pada Sayap Kolom

Kekuatan rencana 1 baut :

$$\begin{aligned}\text{Kuat Geser } (\phi V_n) &= 0,75 \cdot r_1 \cdot f_u \cdot A_{\text{baut}} \cdot m \\ &= 0,75 \times 0,5 \times 7800 \times 3,14 \times 1 \\ &= 9184,5 \text{ kg (menentukan)}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Kuat Tumpu } (\phi R_n) &= 0,75 \cdot 2,4 \cdot d_b \cdot t_p \cdot f_u \\ &= 0,75 \times 2,4 \times 2 \times 0,7 \times 4100 \\ &= 10332 \text{ kg}\end{aligned}$$

Jumlah baut yang diperlukan :

$$n = \frac{Vu}{\phi R_{nt}} = \frac{40958,95}{9184,5} = 4,46 \approx 6 \text{ buah baut}$$

Kontrol jarak baut

$$\begin{aligned}\text{Jarak ke tepi} &= 1,5 d_b \text{ s.d } (4t_p + 100 \text{ mm}) \text{ atau } 200 \text{ mm} \\ &= 3 \text{ cm s.d. } 12,8 \text{ cm} \rightarrow \text{Terpasang} = 3 \text{ cm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Jarak antar baut} &= 3 d_b \text{ s.d } 15 t_p \text{ atau } 200 \text{ mm} \\ &= 6 \text{ cm s.d } 10,5 \text{ cm} \rightarrow \text{Terpasang} = 6 \text{ cm}\end{aligned}$$

c. Kontrol Kekuatan Siku Penyambung

Kontrol terhadap leleh :

$$A_g \cdot 0,9 \cdot f_y \geq V_u$$

$$((24 \times 0,7) \cdot 0,9 \times 2400) \times 2 = 84672 \text{ kg} > 40958,95 \text{ kg} \dots \text{OK}$$

Kontrol terhadap putus :

$$A_n \cdot 0,75 \cdot f_u \geq V_u$$

$$(A_g - \sum d' \cdot t_w) \cdot 0,75 \cdot f_u \geq V_u$$

$$(28 \times 0,7 - 4 (2 + 0,15) \times 0,7) \cdot 0,75 \times 3700 \geq V_u$$

$$= 55491,25 \text{ kg} > V_u = 40958,95 \text{ kg} \dots \text{OK}$$

d. Kontrol Kekuatan Sambungan Sayap – Profil T :

Direncanakan : Baut $\varnothing 24 \text{ mm}$ ($f_u = 7800 \text{ kg/cm}^2$)

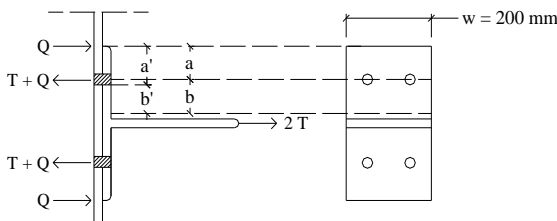
$$A_b = 4,52 \text{ cm}^2$$

Jika semua momen lentur ditahan oleh penampang T, maka

$$\text{kesetimbangan gaya dari internal kopel adalah : } 2T = \frac{M_u}{db}$$

Gaya tarik (T) terfaktor maksimum yang dapat ditahan adalah :

$$T = \frac{M_u}{2 \cdot d_{balok}} = \frac{11809875}{2 \times 60} = 98415,625 \text{ kg}$$



Gambar 6.16 Gaya-gaya yang bekerja pada profil T

Kekuatan tarik baut rencana :

$$\begin{aligned} T_d &= \varphi_f \cdot T_n \\ &= 0,75 \cdot f_u \cdot A_b \cdot n \\ &= 0,75 \times 7800 \times 0,75 \times 4,52 \times 4 = 79326 \text{ kg} < T \text{ (not ok)} \end{aligned}$$

$$\text{Kuat tarik 1 baut (B)} = \frac{79326}{4} = 19831,5 \text{ kg}$$

Untuk mengatasi dapat dipakai potongan profil WF 600x200x11x17 yang dihubungkan ke bawah balok utama agar lengan kopel menjadi besar.

$$\begin{aligned} \text{Lengan kopel} &= 11809875 \text{ kg.cm} / (2 \times 79326 \text{ kg}) \\ &= 74,43 \approx 75 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Sehingga tinggi tambahan yang diperlukan} &= 75 - 60 \\ &= 15 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\text{Gaya Kopel} = \frac{11809875}{2 \times 75} = 78732,5 \text{ kg}$$

Dengan menggunakan 4 baut dalam tarik pada sayap kolom dengan profil, beban terfaktor 1 baut adalah :

$$T = \frac{78732,5}{4} = 19683,12 \text{ kg} < B = 19831,5 \text{ kg}$$

Kontrol Tebal Flens Profil T

Direncanakan T 350.350.14.22 dengan $r = 20 \text{ mm}$

$a = 80 \text{ mm}$ (direncanakan)

$$b = \frac{(bf - tw)}{2} - a = \frac{(352 - 14)}{2} - 80 = 89 \text{ mm}$$

(Menurut Kulak, Fisher dan Strnik $a \leq 1,25 b$)

Koreksi untuk a dan b

$$a' = a + \frac{1}{2} \cdot \phi_{baut} = 81,2 \text{ mm}$$

$$b' = b - \frac{1}{2} \cdot \phi_{baut} = 87,8 \text{ mm}$$

$$\beta = \left(\frac{B}{T} - 1 \right) \cdot \frac{a'}{b'} = \left(\frac{16086,4}{15600,75} - 1 \right) \cdot \frac{81,2}{87,8} = 0,03$$

karena $\beta < 1$ nilai α adalah

$$\delta = \left(\frac{w - \sum d'}{w} \right) = \left(\frac{200 - (4(24 + 1,5))}{200} \right) = 0,49$$

$$\alpha = \frac{1}{\delta} \left(\frac{\beta}{1 - \beta} \right) = \frac{1}{0,49} \left(\frac{0,079}{1 - 0,079} \right) = 0,58 < 1$$

dipakai $\alpha = 0,58$

$$Q = T \left(\frac{\alpha \cdot \delta}{1 + \alpha \cdot \delta} \right) \left(\frac{b'}{a'} \right)$$

$$= 14762,34 \left(\frac{0,58 \times 0,49}{1 + 0,58 \times 0,49} \right) \left(\frac{87,8}{81,2} \right)$$

$$= 1263,73 \text{ kg}$$

Gaya yang terjadi pada 1 baut adalah :

$$B \geq T + Q$$

$$16086,40 \text{ kg} > 14762,34 \text{ kg} + 1263,73$$

$$16086,40 \text{ kg} \geq 16085,44 \text{ kg} \dots\dots\dots \text{OK}$$

Maka tebal profil yang dibutuhkan :

$$tf \geq \sqrt{\frac{4 \cdot T \cdot b'}{\phi \cdot w \cdot fy \cdot (1 + \alpha \cdot \delta)}}$$

$$tf \geq \sqrt{\frac{4 \times 14821,71 \times 8,78}{0,9 \times 20 \times 2400 \times (1 + 0,58 \times 0,49)}}$$

$$tf \geq 2,16 \text{ cm} = 21,6 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{OK}$$

Sehingga profil T 350 x 350 x 14 x 22 dapat digunakan.

e. **Kontrol Kekuatan Badan Profil :**

Direncanakan menggunakan baut A 490 dengan mutu 113 ksi baut Ø24mm dengan, $f_u = 7800 \text{ kg/cm}^2$, Pada bidang geser baut tidak ada ulir ($r_1 = 0,5$)

$$A_b = \frac{1}{4} \pi d^2 = \frac{1}{4} \pi 2^2 = 4,52 \text{ cm}^2$$

Kekuatan rencana 1 baut :

$$\begin{aligned}
 \text{Kuat Geser } (\phi R_n) &= 0,75 \cdot r_1 \cdot f_u \cdot A_{\text{baut}} \cdot m \\
 &= 0,75 \times 0,5 \times 7800 \times 4,52 \times 1 \\
 &= 13211 \text{ kg (menentukan)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Kuat Tumpu } (\phi R_n) &= 0,75 \cdot 2,4 \cdot d_b \cdot t_p \cdot f_u \\
 &= 0,75 \times 2,4 \times 2 \times 2,2 \times 4100 \\
 &= 32472 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Jumlah baut yang diperlukan :

$$n = \frac{2T}{\phi R_n} = \frac{2 \times 19683,12}{13211} = 2,98 \approx 4 \text{ buah baut}$$

Badan T sebagai batang tarik :

$$A_g = w \cdot t_w = 20 \times 1,4 = 28 \text{ cm}^2$$

$$A_n = A_g - \left(\sum d' \cdot t_w \right)$$

$$= 28 - (2 \cdot 2,55 \cdot 1,4) = 20,86 \text{ cm}^2$$

Kontrol terhadap Leleh :

$$\begin{aligned}
 \phi R_n &= \phi \cdot A_g \cdot f_y \geq 2T \\
 &= 0,9 \times 28 \times 2400 \geq 2 \times 15600,72 \\
 &= 60480 \text{ kg} > 31201,44 \text{ kg} \dots \dots \dots \text{OK}
 \end{aligned}$$

Kontrol terhadap Putus :

$$\begin{aligned}
 \phi R_n &= \phi \cdot A_n \cdot f_u \geq 2T \\
 &= 0,75 \times 20,86 \times 3700 \geq 2 \times 19683,12 \\
 &= 57886,5 \text{ kg} > 39366,24 \text{ kg} \dots \dots \dots \text{OK}
 \end{aligned}$$

Kontrol jarak baut

Jarak ke tepi = 1,5 db s.d (4tp+100 mm) atau 200 mm

= 3,6 cm s.d. 15,2 cm → Terpasang = 4 cm

Jarak antar baut = 3 db s.d 15 tp atau 200 mm

= 7,2 cm s.d 19,5 cm → Terpasang = 8 cm

Perhitungan sambungan las :

Syarat tebal las :

a min = 5 cm → untuk tebal pelat $10 < t \leq 15$

$$a_{eff} \max = \frac{1,414 \cdot f_u \cdot t_p}{FExx} = \frac{1,414 \cdot 3700 \cdot 14}{70 \cdot 70,3} = 14,88 \text{ mm}$$

dipakai (misal) $a = 1 \text{ cm} \rightarrow t_c = 0,707 \times 1 = 0,707 \text{ cm}$

Panjang L, penampang T yang dibutuhkan

$$L \text{ perlu} \geq \frac{2 \times 15600,72}{0,707 \times 0,75 \times 70 \times 70,3 \times 0,6}$$

$$= 19,93 \text{ cm} = 20 \text{ cm}$$

6.3.4 Sambungan balok anak dengan balok induk

Sambungan antara balok anak dengan balok induk direncanakan dengan baut yang tidak dapat memikul momen, karena disesuaikan dengan anggapan dalam analisa sebagai sendi.

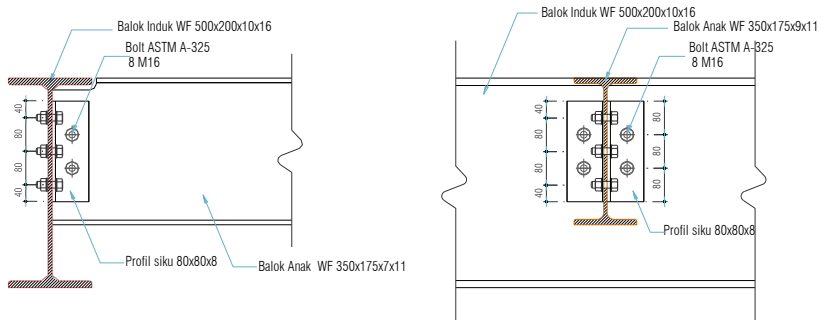
$$V_u = 19844,19 \text{ kg}$$

Balok anak WF 500 x 200 x 10 x 16

Balok induk WF 600 x 200 x 11 x 17

Sambungan Siku 80 x 80 x 8

Direncanakan menggunakan baut ASTM A-325 dengan mutu 90 ksi ($f_u = 90 \times 70,3 = 6327 \text{ kg/cm}^2$) dan diameter baut $\varnothing 16 \text{ mm}$ ($A_b = \frac{1}{4} \pi d^2 = 2,01 \text{ cm}^2$). Baut tidak pada bidang geser $r_1 = 0,5$



Gambar 6.19 Sambungan balok anak dengan balok induk

a. Sambungan pada badan balok anak

Penentuan jumlah baut

$$\begin{aligned}
 \text{Kuat Geser } (\phi R_n) &= 0,75 \cdot r_1 \cdot f_u \cdot A_{\text{baut}} \cdot m \\
 &= 0,75 \times 0,5 \times 6327 \times 2,01 \times 2 \\
 &= 9537,95 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Kuat Tumpu } (\phi R_n) &= 0,75 \cdot 2,4 \cdot d_b \cdot t_p \cdot f_u \\
 &= 0,75 \times 2,4 \times 1,6 \times 0,7 \times 4100 \\
 &= 8265,6 \text{ kg (menentukan)}
 \end{aligned}$$

Kuat 1 baut diambil = 8265,6 kg

Jumlah baut yang diperlukan adalah :

$$n = \frac{V_u}{\phi R_n} = \frac{19844,19}{8265,6} = 2,4 \approx 4$$

Dipasang 4 buah baut diameter 16 mm

b. Sambungan pada badan balok induk

Penentuan jumlah baut

$$\text{Kuat Geser } (\phi R_n) = 0,75 \cdot r_1 \cdot f_u \cdot A_{\text{baut}} \cdot m$$

$$= 0,75 \times 0,5 \times 6327 \times 2,01 \times 1$$

$$= 4768,97 \text{ kg (menentukan)}$$

$$\text{Kuat Tumpu } (\phi R_n) = 0,75 \cdot 2,4 \cdot \text{db. tp. fu}$$

$$= 0,75 \times 2,4 \times 1,6 \times 0,7 \times 4100$$

$$= 8265,6 \text{ kg}$$

Kuat 1 baut diambil = 4768,98 kg

Jumlah baut yang diperlukan :

$$n = \frac{V_u}{\phi R_n} = \frac{19844,19}{4768,98} = 4,16 \approx 6$$

Dipasang 6 buah baut Diameter 16 mm.

Kontrol kekuatan siku penyambung

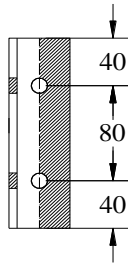
Dipakai siku penyambung 80x80x8

BJ41 ($f_u = 4100 \text{ kg/cm}^2$)

\emptyset lubang = 16mm + 1,5 mm (lubang dibuat dengan bor)

$$= 17,5 \text{ mm} = 1,75 \text{ cm}$$

Luas bidang geser



Gambar 6.20 Detail pelat siku pada gelagar

Luas bidang geser

$$A_{nv} = L_{nv} \times t_{siku} = (16 - 2 \times 1,75) \times 0,8 = 10 \text{ cm}^2$$

Kuat rencana :

$$\phi R_n = \phi \cdot 0,6 \cdot f_u \cdot A_{nv}$$

$$= 0,75 \times 0,6 \times 4100 \times 10 = 18450 \text{ kg}$$

Terdapat 2 siku, sehingga

$$2\phi R_n = 2 \times 18450 = 36900 \text{ kg}$$

Persyaratan :

$$V_u \leq \phi R_n$$

$$19844,19 \leq 36900 \text{ kg}$$

Kontrol jarak baut

Jarak ke tepi = 1,5 db s.d (4tp+100 mm) atau 200 mm

$$= 2,4 \text{ cm s.d. } 16,4 \text{ cm} \rightarrow \text{Terpasang} = 4 \text{ cm}$$

Jarak antar baut = 3 db s.d 15 tp atau 200 mm

$$= 4,8 \text{ cm s.d } 24 \text{ cm} \rightarrow \text{Terpasang} = 80 \text{ cm}$$

BAB VII

PERENCANAAN PONDASI

7.1 Umum

Pondasi merupakan bangunan struktur bawah yang berfungsi sebagai perantara dalam meneruskan beban bagian atas dan gaya-gaya yang bekerja pada pondasi tersebut ke tanah pendukung di bawahnya.

Perencanaan bangunan bawah atau pondasi suatu struktur bangunan harus mempertimbangkan beberapa hal diantaranya jenis, kondisi dan struktur tanah. Hal ini terkait dengan kemampuan atau daya dukung tanah dalam memikul beban yang terjadi di atasnya. Perencanaan yang baik menghasilkan pondasi yang tidak hanya aman, namun juga efisien, ekonomis dan memungkinkan pelaksanaannya.

7.2 Perencanaan pondasi tiang pancang

Data-data dalam perencanaan pondasi adalah :

1. Kedalaman tiang pancang rencana = 20 m
2. Diameter tiang pancang= 50 cm
3. Keliling tiang pancang (K_{tp})
 $= \pi \times d = \pi \times 50 \text{ cm} = 157 \text{ cm}$
4. Luas tiang pancang (A_{tp})
 $= \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 = \frac{1}{4} \times \pi \times 50^2 = 1962,5 \text{ cm}^2$
5. Tebal selimut beton= 50 mm
6. Mutu beton (f_c):
 - Poer = 25 MPa
7. Mutu baja (f_y)
 - Tiang pancang = 400 MPa
 - Poer = 400 Mpa

7.2.1 Perhitungan daya dukung ijin (P_{ijin})

✧ Perhitungan daya dukung tanah

Direncanakan kedalaman tiang pancang 20m

Dari data SPT diperoleh :

- 1) Panjang ekuivalen dari penetrasi tiang
 - Harga N pada ujung tiang, $N_1 = 26,5$
 - Harga N rata-rata pada jarak 4D dari ujung tiang

$$\bar{N}_2 = \frac{26,5 + 27 + 26,5}{3} = 26,67$$

$$\bar{N} = \frac{N_1 + \bar{N}_2}{2} = \frac{26,5 + 26,67}{2} = 26,58$$

Dimana :

\bar{N} = Harga N rata - rata untuk perencanaan tanah pondasi pada ujung tiang

N_1 = Harga N pada ujung tiang

\bar{N}_2 = Harga rata - rata N pada jarak 4D dari ujung tiang

2) Daya dukung pada ujung tiang

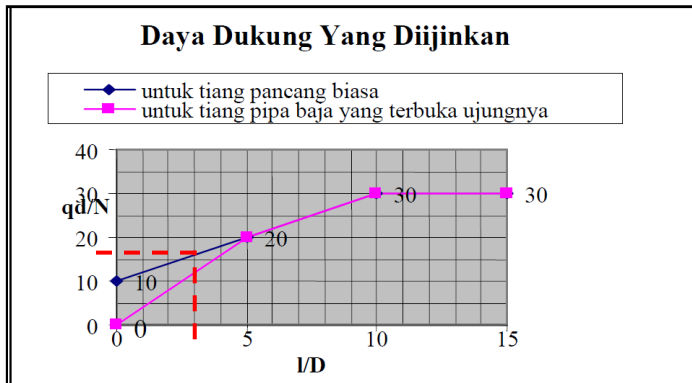
Daya dukung tanah pondasi pada ujung tiang diperoleh dengan menggunakan grafik berikut sesuai pada buku Mekanika Tanah dan Teknik Pondasi oleh Ir. Suyono Sosrodarsono.

$$\frac{l}{D} = \frac{1,5}{0,5} = 3$$

dimana,

l = panjang ekuivalen pemancangan kedalam lapisan pendukung

D = diameter tiang pancang



Grafik 7.1 Diagram intensitas daya dukung tanah pondasi pada ujung tiang (Sosrodarsono, 1984)

Sehingga didapat,

$$\frac{q_d}{N} = 17,5$$

$$\begin{aligned} q_d &= 17,5 \cdot N \\ &= 17,5 \cdot 26,58 \\ &= 465,21 \text{ ton/m}^2 \end{aligned}$$

Kemampuan daya dukung ujung tiang :

$$\begin{aligned} Q_p &= q_d \cdot A \\ &= 465,21 \cdot (3,14 \times 0,5^2 / 4) \\ &= 91,29 \text{ ton} \end{aligned}$$

3) Gaya geser maksimum dinding tiang

Tabel 7.1 Gaya Geser Pada Keliling Permukaan Tiang,
Digolongkan Menurut Lapisan Tanah (Sosrodarsono, 1984)

| Kedalaman | Ketebalan Lapisan l_i (m) | Tanah | Harga Rata-Rata N | f_i (t/m ²) | $l_i \cdot f_i$ (t/m) |
|-----------|-----------------------------|--------------------------|-------------------|---------------------------|-------------------------|
| 3-4 | 1 | Lempung pasir | 1 | 1 | 1 |
| 4-9 | 5 | Lempung | 2 | 2 | 10 |
| 9-11 | 3 | Pasir berlempung | 3 | 0,6 | 1,8 |
| 11-14 | 3 | Lempung berpasir krikil | 23 | 4,6 | 13,8 |
| 14 - 16 | 2 | Lempung berpasir | 22 | 4,4 | 88 |
| 16-20 | 4 | Lempung berpasir kerikil | 26 | 5,2 | 20,8 |
| Σ | 18 | | | | 135,4 |
| | | | | | |

$$\begin{aligned}
 Q_f &= U \cdot \sum l_i \cdot f_i \\
 &= (3,14 \times 0,5) \cdot 135,4 \\
 &= 212,58 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

Dimana :

Q_f = Gaya geser maksimum dinding tiang (ton)

U = Panjang keliling tiang (m)

l_i = Tebal lapisan tanah dengan memperhitungkan geseran dinding tiang

f_i = Besarnya gaya geser maksimum dari lapisan tanah dengan memperhitungkan geseran dinding tiang (ton/m²)

4) Daya dukung ultimate

$$\begin{aligned}
 R_u &= Q_p + Q_f \\
 &= 91,29 + 212,58 \\
 &= 303,87 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

5) Daya dukung yang diijinkan

$$\begin{aligned}
 R_a &= \frac{R_u}{n} \\
 &= \frac{303,87 \text{ ton}}{3} \\
 &= 101,29 \text{ ton} = 101290 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Dari P ijin bahan dan P ijin tanah diambil nilai terkecil untuk perhitungan jumlah tiang pancang. Dari hasil perhitungan diatas maka diambil $P = 101290 \text{ kg}$.

Sedangkan kekuatan bahan berdasarkan data tiang pancang milik *PT. WIKA Beton* untuk $D = 50 \text{ cm}$ (tipe A3), diperoleh :

$$\bar{P}_b = 178\,200 \text{ kg}$$

Dari hasil analisa kekuatan bahan dan kekuatan tanah diambil

$$P_{ijin} = 101290 \text{ kg}$$

7.2.2 Kelompok tiang pancang

- Syarat jarak antar tiang pancang (s) :
 $2,5 D \leq s \leq 3 D$
 $125 \text{ cm} \leq s \leq 150 \text{ cm}$
 Dipakai $s = 125 \text{ cm}$
- Syarat jarak tepi poer ke tiang (s')
 $1,5 D \leq s' \leq 2 D$
 $75 \leq s' \leq 100$
 Dipakai $s' = 75 \text{ cm}$

7.3 Perhitungan pondasi tiang pancang tipe I

Sebagai contoh perhitungan pondasi tiang pancang tipe I diambil pada titik As E-14 pada output ETABS joint 56. Dari output ETABS didapatkan gaya-gaya sebagai berikut :

- Akibat beban tetap (1DL + 1LL)
 - $P = 680,89 \text{ Ton}$
 - $M_x = 1,006 \text{ Ton.m}$
 - $M_y = 2,914 \text{ Ton.m}$
 - $R_x = 4,14 \text{ Ton}$
 - $R_y = 1,88 \text{ Ton}$
- Akibat beban sementara (1DL + 1LL + 1.0 E)
 - $P = 1663,45 \text{ Ton}$
 - $M_x = 32,054 \text{ Ton.m}$
 - $M_y = 94,115 \text{ Ton.m}$
 - $R_x = 117,13 \text{ Ton}$
 - $R_y = 34,15 \text{ Ton}$

7.3.1 Pakibat pengaruh beban tetap

Akibat beban tetap (1DL + 1LL)

$$\begin{aligned}
 P(R_z) &= 680,89 \text{ Ton} \\
 M_{x_{\text{kombinasi}}} &= M_x + (R_y \times \text{Tebal poer}) \\
 &= (1,006) + ((1,880) \times 1,5) \\
 &= 2,886 \text{ Ton.m} \\
 M_{y_{\text{kombinasi}}} &= M_y + (R_x \times \text{Tebal poer}) \\
 &= 2,914 + (4,140 \times 1,5) \\
 &= 7,054 \text{ Ton.m}
 \end{aligned}$$

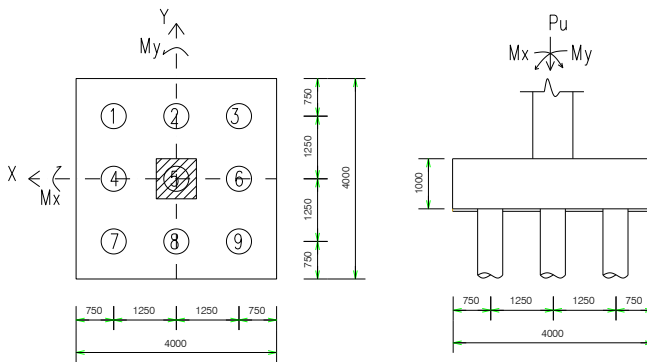
Beban vertikal yang bekerja akibat pengaruh beban sementara adalah sebagai berikut :

1. Berat sendiri poer
 $[4 \text{ m} \times 4 \text{ m} \times 1,5 \text{ m} \times 2,4 \text{ Ton/m}^3] = 38,4 \text{ Ton}$
2. Beban aksial kolom
 $(\text{out put ETABS}) = 680,89 \text{ ton} \sum P = 719,29 \text{ Ton}$

Untuk menentukan jumlah tiang yang diperlukan dalam menahan beban reaksi kolom dapat dihitung dengan pendekatan jumlah tiang perlu adalah beban aksial ultimit dasar kolom (*out Put ETABS*) dibagi dengan daya dukung ijin satu tiang.

$$n = \frac{\sum P}{P_{ijin}} = \frac{719,29}{101,29} = 7,10 \text{ buah (direncanakan 9 buah)}$$

maka dicoba dengan 9 tiang pancang dengan susunan 3 x 3.



Gambar7.2 Arah gaya pada poer akibat beban tetap

Momen yang bekerja pada poer akibat adanya gaya horisontal :

$$P_i = \frac{\sum P}{n} \pm \frac{My \cdot X_{max}}{\sum x^2} \pm \frac{Mx \cdot Y_{max}}{\sum y^2}$$

Dimana :

P_i = Total beban yang bekerja pada tiang yang ditinjau

y_{max} = jarak maksimum tiang yang ditinjau dalam arah y

x_{max} = jarak maksimum tiang yang ditinjau dalam arah x

$\sum x_i^2$ = jumlah kuadrat jarak tiang pancang terhadap as poer arah x

$\sum y_i^2$ = jumlah kuadrat jarak tiang pancang terhadap as poer arah y

$\sum x_i^2 = 6 \cdot (1,25)^2 = 9,375 \text{ m}^2$

$\sum y_i^2 = 6 \cdot (1,25)^2 = 9,375 \text{ m}^2$

$$P_{\max} = \frac{719,29}{9\text{tiang}} \pm \frac{2,886 \times 1,25}{(9,375)^2} \pm \frac{7,054 \times 1,25}{(9,375)^2}$$

$$P_{\max} = 80,06 \text{ Ton} < P_{\text{ijin}} \times \text{efisiensi}$$

$$P_{\max} = 80,06 \text{ Ton} < 101,29 \text{ Ton} \times 0,8385$$

$$P_{\max} = 80,06 \text{ Ton} < 84,93 \text{ Ton}$$

7.3.2 P akibat pengaruh beban sementara

Akibat beban sementara (1DL + 1LL + 1E)

$$P (R_z) = 1663,45 \text{ Ton}$$

$$\begin{aligned} M_{x\text{kombinasi}} &= M_x + (R_y \times \text{Tebal poer}) \\ &= (32,054) + ((34,15) \times 1,5) \\ &= 66,2 \text{ Ton.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{y\text{kombinasi}} &= M_y + (R_x \times \text{Tebal poer}) \\ &= 94,115 + (117,13 \times 1) \\ &= 211,245 \text{ Ton.m} \end{aligned}$$

Beban vertikal yang bekerja akibat pengaruh beban sementara adalah sebagai berikut :

1. Berat sendiri poer

$$[4,0\text{m} \times 4,00\text{m} \times 1,5 \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3] = 38,4 \text{ Ton}$$

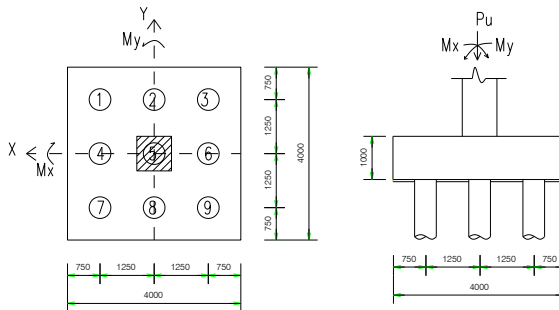
2. Beban aksial kolom

$$(\text{out put ETABS}) = 1663,45 \text{ Ton} \sum P = 1701,85 \text{ Ton}$$

Untuk menentukan jumlah tiang yang diperlukan dalam menahan beban reaksi kolom dapat dihitung dengan pendekatan jumlah tiang perlu adalah beban aksial ultimite dasar kolom (*out Put ETABS*) dibagi dengan daya dukung ijin satu tiang.

$$n = \frac{\sum P}{P_{\text{ijin}} \times 1,5} = \frac{1701,85}{101,29 \times 1,5} = 8,67 \text{ buah (direncanakan 9 buah)}$$

maka dicoba dengan 9 tiang pancang dengan susunan 3 x 3.



Gambar 7.2 Arah gaya pada poer akibat beban tetap

Momen yang bekerja pada poer akibat adanya gaya horisontal :

$$P_i = \frac{\sum P}{n} \pm \frac{M_y \cdot X_{\max}}{\sum x^2} \pm \frac{M_x \cdot Y_{\max}}{\sum y^2}$$

$$\sum x_i^2 = 6 \cdot (1,25)^2 = 9,375 \text{ m}^2$$

$$\sum y_i^2 = 6 \cdot (1,25)^2 = 9,375 \text{ m}^2$$

Sehingga didapatkan :

$$P_{\max} = \frac{1701,85}{9 \text{ tiang}} \pm \frac{211,245 \times 1,25}{(9,375)^2} \pm \frac{66,2 \times 1,25}{(9,375)^2}$$

$$P_{\max} = 193,04 \text{ Ton} < 1,5 P_{\text{ijin}}$$

$$1,5 P_{\text{ijin}} = 1,5 \times 101,29 \times 0,8385 = 196,02 \text{ Ton}$$

- Perhitungan daya dukung pile berdasarkan efisiensi dengan metode AASHTO

$$\eta = 1 - \theta \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90 \cdot m \cdot n}$$

$$\eta = 1 - 21,8 \frac{(3-1)1 + (1-1)3}{90 \cdot 1 \cdot 3} = 0,8385$$

Maka disimpulkan bahwa q_{tiang} akibat beban tetap dan beban sementara yaitu :

- **Akibat beban tetap**

$$\begin{aligned} q_{\text{tiang}} &= \eta \times P_{\text{ijin tiang}} \\ &= 0,8385 \times 101,29 \text{ Ton} \\ &= 84,93 \text{ kg} > P_{\text{max}} = 80,06 \text{ Ton} \quad \text{OK} \end{aligned}$$

- **Akibat beban sementara**

$$\begin{aligned} q_{\text{tiang}} &= \eta \times (1,5 P_{\text{ijin tiang}}) \\ &= 0,8385 \times (1,5 \times 101,29 \text{ Ton}) \\ &= 196,02 \text{ Ton} > P_{\text{max}} = 193,04 \text{ Ton} \quad \text{OK} \end{aligned}$$

Dimana :

$$\begin{aligned} \eta &= \text{efisiensi} \\ m &= \text{banyaknya kolom} \\ n &= \text{banyaknya baris} \\ D &= \text{Diameter tiang pancang} \\ S &= \text{jarak antar As tiang pancang} \\ \theta &= \text{arc tan } D/S \\ &= \text{arc tan } 50/125 = 21,8 \end{aligned}$$

7.3.3 Penulangan Poer

P akibat pengaruh beban ultimate

- Akibat beban ultimate (1,2DL + 1,6LL)

$$\begin{aligned} P_u &= 907,91 \text{ Ton} \\ M_{xu} &= 1,314 \text{ Ton.m} \\ M_{yu} &= 3,996 \text{ Ton.m} \\ R_{xu} &= 5,47 \text{ Ton} \\ R_{yu} &= 2,41 \text{ Ton} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_u (R_z) &= 907,91 \text{ Ton} \\ M_{xu_{\text{kombinasi}}} &= M_{xu} + (R_{yu} \times \text{Tebal poer}) \\ &= (1,314) + ((2,41 \times 1) \\ &= 3,724 \text{ Ton.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Myu_{\text{kombinasi}} &= Myu + (R_{xu} \times \text{Tebal poer}) \\
 &= 3,996 + (5,47 \times 1) \\
 &= 9,466 \text{ Ton.m}
 \end{aligned}$$

Beban vertikal yang bekerja akibat pengaruh beban sementara adalah sebagai berikut :

1. Berat sendiri poer
 $[4,0\text{m} \times 4,00\text{m} \times 1,5 \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3] = 38,4 \text{ Ton}$
2. Beban aksial kolom
 (out put ETABS) = 907,91 Ton $\sum P = 946,31 \text{ Ton}$

$$n = \frac{\sum P}{P_{\text{ijin}} \times 1,5} = \frac{946,31}{101,29 \times 1,5} = 6,22 \text{ bh (direncanakan 9 buah)}$$

Momen yang bekerja pada poer akibat beban ultimate :

$$P_i = \frac{\sum P_u}{n} \pm \frac{Myu \cdot X_{\text{max}}}{\sum x^2} \pm \frac{Mxu \cdot Y_{\text{max}}}{\sum y^2}$$

$$\sum x_i^2 = 6 \cdot (1,25)^2 = 9,375 \text{ m}^2$$

$$\sum y_i^2 = 6 \cdot (1,25)^2 = 9,375 \text{ m}^2$$

$$P_{\text{max}} = \frac{946,31}{9 \text{ tiang}} \pm \frac{9,466 \times 1,25}{(9,375)^2} \pm \frac{3,724 \times 1,25}{(9,375)^2}$$

$$P_{\text{max}} = 108,67 \text{ Ton}$$

P akibat pengaruh beban ultimate + gempa

- Akibat beban ultimate (1,2DL + 1,6LL + 1E)

$$P_u = 1809,6 \text{ Ton}$$

$$M_{xu} = 32,324 \text{ Ton.m}$$

$$Myu = 94,837 \text{ Ton.m}$$

$$R_{xu} = 118,46 \text{ Ton}$$

$$R_{yu} = 34,69 \text{ Ton}$$

$$\begin{aligned}
 P_u (R_z) &= 1809,6 \text{ Ton} \\
 M_{xu, \text{kombinasi}} &= M_{xu} + (R_{yu} \times \text{Tebal poer}) \\
 &= (32,324) + ((34,69 \times 1) \\
 &= 67,014 \text{ Ton.m} \\
 M_{yu, \text{kombinasi}} &= M_{yu} + (R_{xu} \times \text{Tebal poer}) \\
 &= 94,837 + (118,46 \times 1) \\
 &= 213,297 \text{ Ton.m}
 \end{aligned}$$

Beban vertikal yang bekerja akibat pengaruh beban sementara adalah sebagai berikut :

3. Berat sendiri poer
 $[4,0\text{m} \times 4,00\text{m} \times 1,5 \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3] = 38,4 \text{ Ton}$
4. Beban aksial kolom
 (out put ETABS) = 1809,6Ton $\sum P = 1848 \text{ Ton}$

$$n = \frac{\sum P}{P_{ijin} \times 1,5} = \frac{1848}{101,29 \times 1,5} = 8,5 \text{ bh (direncanakan 9 buah)}$$

Momen yang bekerja pada poer akibat beban ultimate :

$$\begin{aligned}
 P_i &= \frac{\sum P_u}{n} \pm \frac{M_{yu} \cdot X_{\max}}{\sum x^2} \pm \frac{M_{xu} \cdot Y_{\max}}{\sum y^2} \\
 \sum x_i^2 &= 6 \cdot (1,25)^2 = 9,375 \text{ m}^2 \\
 \sum y_i^2 &= 6 \cdot (1,25)^2 = 9,375 \text{ m}^2 \\
 P_{\max} &= \frac{1848}{9 \text{ tiang}} \pm \frac{213,297 \times 1,25}{(9,375)^2} \pm \frac{67,014 \times 1,25}{(9,375)^2}
 \end{aligned}$$

$$P_{\max} = 207,32 \text{ Ton}$$

Pada penulangan lentur poer dianalisa sebagai balok kantilever dengan perletakan jepit pada kolom. Beban yang bekerja adalah beban terpusat dari tiang sebesar P dan berat

sendiri poer sebesar q_u perhitungan gaya dalam pada poer diperoleh dengan mekanika statis tertentu.

Data-data perencanaan :

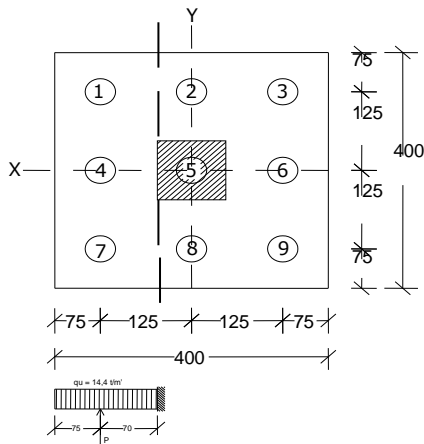
- Dimensi poer (B x L) = 4000 x 4000 mm
- Tebal poer (t) = 1500 mm
- Diameter tulangan utama = D 25 mm
- Tebal selimut beton = 70 mm
- Tinggi efektif balok poer

| | | |
|------------------|---|-------------|
| Arah x (d_x) | = $1500 - 70 - 1/2 \times 25$ | = 1417,5 mm |
| (do_x) | = $1500 - 1419$ | = 81 mm |
| Arah y (d_y) | = $1500 - 70 - 25 - \frac{1}{2} \cdot 25$ | = 1392,5 mm |

Penulangan arah x

Berat poer (q_u) = $1,2 \times 4 \times 1,5 \times 2,4 = 14,4 \text{ Ton/m}$

$P_t = 3P_{\text{maks}} = 3 \times 207,32 \text{ Ton} = 621,96 \text{ Ton}$



Gambar 7.1 Pembebanan PC-1 (arah sumbu x)

Momen yang bekerja pada poer

$$\begin{aligned}
 M_u &= (P_t \times x) - \left(\frac{1}{2} \times q_u \times x^2\right) \\
 &= (621,96 \times 0,7) - (0,5 \times 14,4 \times 1,45^2) \\
 &= 420,234 \text{ 510,2 Ton.m} \\
 &= 4202340000 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{4202340000}{0,8} = 5252925000 \text{ Nmm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{5252925000}{4000 \times 1419^2} = 0,6522$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 f_c} = \frac{400}{0,85 \times 25} = 18,82$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right) \\
 &= \frac{1}{18,82} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 18,82 \times 0,6522}{400}} \right) \\
 &= 0,00167 < \rho_{\min}
 \end{aligned}$$

ρ_{perlu} perbesar 30 %

Maka di pakai $\rho_{\text{pakai}} = 0,00167 \times 130 \% = 0,00215$

$$\begin{aligned}
 A_s &= \rho_{\text{pakai}} \cdot b \cdot d \\
 &= 0,00215 \times 4000 \times 1419 \\
 &= 12221,494 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{\text{tul}} &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\
 &= \frac{1}{4} \times 22/7 \times 25^2 \\
 &= 490,625 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\text{Jumlah tulangan} = \frac{A_s}{A_{tul}} = \frac{12221,494}{490,625} = 24,91 \approx 25 \text{ buah}$$

➔ Dipasang **25 D 25** ($12271,846 \text{ mm}^2$)

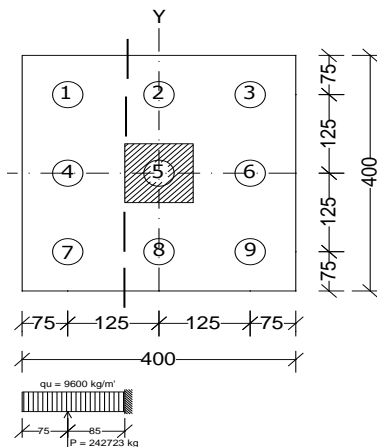
✓ Jarak antar as tulangan :

$$S = \frac{4000 - (2 \times 50) - (2 \times 25)}{25} = 154 \text{ mm} \approx 150 \text{ mm}$$

Penulangan arah y

$$\text{Berat poer } (q_u) = 1,2 \times 4 \times 1,5 \times 2,4 = 14,4 \text{ Ton/m'}$$

$$P_t = 3P_{\text{maks}} = 3 \times 207,32 \text{ Ton} = 621,96 \text{ Ton}$$



Gambar 7.2 Pembebanan PC-1 (arah sumbu y)

Momen yang bekerja pada poer

$$\begin{aligned} M_u &= (P_t \times x) - \left(\frac{1}{2} \times q_u \times x^2 \right) \\ &= (621,96 \times 0,7) - (0,5 \times 14,4 \times 1,45^2) \\ &= 420,234 \text{ Ton.m} \\ &= 4202340000 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$Mn = \frac{Mu}{\phi} = \frac{4202340000}{0,8} = 5252925000 \text{ Nmm}$$

$$Rn = \frac{Mn}{b \cdot d^2} = \frac{5252925000}{4000 \times 1419^2} = 0,6522$$

$$m = \frac{fy}{0,85 fc} = \frac{400}{0,85 \times 25} = 18,82$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{fy} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot Rn}{fy}} \right) \\ &= \frac{1}{18,82} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 18,82 \times 0,6522}{400}} \right) \\ &= 0,00167 < \rho_{\min} \end{aligned}$$

$\rho_{\text{perlu}} \text{ perbesar } 30 \%$

Maka di pakai $\rho_{\text{pakai}} = 0,00167 \times 130 \% = 0,00215$

$$\begin{aligned} As &= \rho_{\text{pakai}} \cdot b \cdot d \\ &= 0,00215 \times 4000 \times 1419 \\ &= 12221,494 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{\text{tul}} &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\ &= \frac{1}{4} \times 22/7 \times 25^2 \\ &= 490,625 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Jumlah tulangan} = \frac{As}{A_{\text{tul}}} = \frac{12221,494}{490,625} = 24,91 \approx 25 \text{ buah}$$

➔ Dipasang **25 D 25** (12271,846 mm²)

✓ Jarak antar as tulangan :

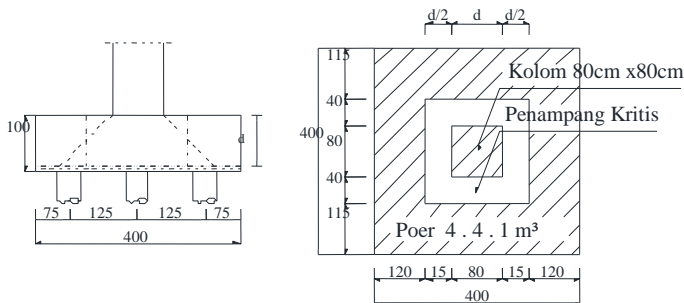
$$S = \frac{4000 - (2 \times 50) - (2 \times 25)}{25} = 154 \text{ mm} \approx 150 \text{ mm}$$

7.3.4 Perhitungan kontrol geser ponds

Direncanakan Pile cape dengan dimensi 4m x 4m x 1,5m

Dalam merencanakan tebal poer, harus memenuhi persyaratan bahwa kekuatan gaya geser nominal harus lebih besar dari geser pons yang terjadi. Kuat geser yang disumbangkan beton diambil terkecil dari :

- $V_c = \left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} \times b_o \times d$ SNI 03-2847- 2002 Ps.13.12.2.1.a
- $V_c = \left[\frac{\alpha_s \times d}{b_o} + 2 \right] \frac{\sqrt{f'_c} \times b_o \times d}{12}$ SNI 03-2847-2002Ps.13.12.2.1.b
- $V_c = \frac{1}{3} \sqrt{f'_c} \times b_o \times d$ SNI 03 - 2847 - 2002 Ps.13.12.2.c



Gambar 7.3 Penampang kritis PC-1

dimana :

$$\beta_c = \text{rasio dari sisi panjang terhadap sisi pendek pada kolom}$$

$$= \frac{1100}{1100} = 1,00$$

b_o = keliling dari penampang kritis pada poer

$$= 2 (b_{\text{kolom}} + d) + 2 (h_{\text{kolom}} + d)$$

$$= 2 \times (1100 + 1419) + 2 \times (1500 + 1419) = 10076 \text{ mm}$$

α_s = 40, untuk kolom tengah

$$\begin{aligned} 1) V_c &= \left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} x b_o x d \\ &= \left(1 + \frac{2}{1}\right) \frac{\sqrt{25} x 10076 x 1419}{6} \\ &= 35744610 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 2) V_c &= \left[\frac{\alpha_s x d}{b_o} + 2 \right] \frac{\sqrt{f_c'} x b_o x d}{12} \\ &= \left[\frac{40 x 1419}{10076} + 2 \right] \frac{\sqrt{25} x 10076 x 1419}{12} \\ &= 45474220 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 3) V_c &= \frac{1}{3} \sqrt{f_c'} x b_o x d \\ &= \frac{1}{3} \sqrt{25} x 10076 x 1419 \\ &= 33829740 \text{ N} \end{aligned}$$

Menentukan

$$V_c - P_{\text{tiang}} = 3382,974 \text{ Ton} - 196,02 \text{ Ton} = 3186,9 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 0,6 \times 3186,9 = 1912,14 \text{ ton}$$

$$\phi V_c > P_u = 1663,45 \text{ ton}$$

$$1912,14 \text{ ton} > 1663,45 \text{ ton} \dots \dots \dots \text{OK}$$

Ketebalan dan ukuran poer mampu menahan gaya geser akibat beban reaksi aksial kolom.

7.4 Perhitungan Sloof Pondasi

Menurut Pedoman Perancangan Ketahanan Gempa untuk Rumah dan Gedung 1987 pasal 2.2.8, untuk pondasi setempat dari suatu

gedung harus saling berhubungan dalam 2 arah (umumnya saling tegak lurus) oleh unsur penghubung yang direncanakan terhadap gaya aksial tarik dan tekan sebesar 10% dari beban vertikal maksimum.

Dalam perancangan sloof ini diambil contoh perhitungan pada sloof tepi As A (8-9) :

$$\begin{aligned}\text{Gaya aksial kolom} &= 1124361,86\text{kg} \\ P_u &= 10\% \times 1124361,86\text{kg} \\ &= 112436,186 \text{ kg} \rightarrow 1124362 \text{ N}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Dimensi sloof} &= 600 \times 800 \text{ mm}^2 \\ \text{Mutu beton (} f_c \text{)} &= 25 \text{ MPa} \\ \text{Mutu baja (} f_y \text{)} &= 400 \text{ Mpa} \\ \text{Tulangan utama} &= \text{D22} \\ \text{Tulangan sengkang} &= \text{Ø10} \\ \text{Selimut beton} &= 50 \text{ mm} \\ d &= 800 - 50 - 10 - (1/2 \times 22) = 729 \text{ mm} \\ \text{Tegangan ijin tarik beton :}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}f_{rijin} &= 0,70 \times \sqrt{f_c} \\ &= 0,70 \times \sqrt{25} = 3,5 \text{ Mpa}\end{aligned}$$

Tegangan tarik yang terjadi :

$$\begin{aligned}f_r &= \frac{P_u}{\phi b \cdot h} = \frac{1124362}{0,80 \times 600 \times 800} \\ &= 2,92 \text{ Mpa} < f_{rijin} \rightarrow \text{OK}\end{aligned}$$

7.4.1 Penulangan lentur sloof

Penulangan sloof didasarkan pada kondisi pembebanan dimana beban yang diterima adalah beban aksial dan lentur sehingga penulangannya seperti penulangan pada kolom.

Beban yang diterima sloof :

- berat sendiri = $0,60 \times 0,80 \times 2400 = 1152 \text{ kg/m}$
- berat dinding = $\frac{3,5 \times 250}{q_d} = \frac{875 \text{ kg/m}}{2027 \text{ kg/m}} = 2027 \text{ kg/m}$

Penulangan sloof didasarkan pada kondisi pembebanan dimana

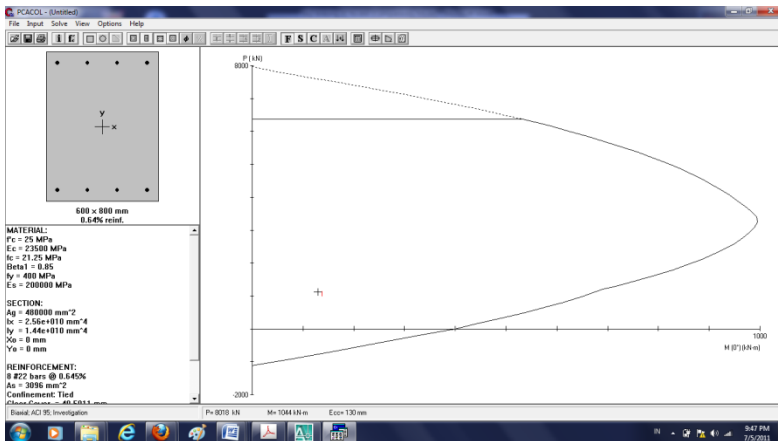
$$q_u = 1,2 \times 2027 = 2432,4 \text{ kg/m}$$

$$M_{u \text{ tumpuan}} = \frac{1}{12} \times q_u \times \ell^2$$

$$= \frac{1}{12} \times 2432,4 \times 8^2 = 12972,8 \text{ kgm} = 129728000 \text{ Nmm}$$

$$P_u \text{ Sloof} = 1124362 \text{ N}$$

Grafik interaksi yang didapat dari PCACOL



Gambar 7.6 Diagram interaksi sloof 60/80

Dari analisis PCACOL didapat :

$$\rho = 0,0064$$

Dipasang tulangan = 8 D 22 ($A_s = 3040 \text{ mm}^2$)

Periksa lebar sloof

Jarak minimum yang disyaratkan antar dua batang tulangan adalah 25mm. Minimum lebar tie beam yang diperlukan akan diperoleh sebagai berikut :

| | |
|--|---|
| 2 x penutup beton ($p = 40 \text{ mm}$) | : $2 \times 40 = 80 \text{ mm}$ |
| 2 x sengkang, $\phi_{\text{sengkang}} = 10 \text{ mm}$ | : $2 \times 10 = 20 \text{ mm}$ |
| 8 x D22 | : $8 \times 22 = 176 \text{ mm}$ |
| 3 kali jarak antara 25 mm | : <u>$3 \times 25 = 75 \text{ mm}$</u> |
| | Total = 341 mm |

Lebar balok 600 mm ternyata cukup untuk pemasangan tulangan dalam 1 baris.

7.4.2 Penulangan geser sloof

$$(V_u) = \frac{1}{2} \times 2432,4 \times 8 = 9729,6 \text{ kg} = 97296 \text{ N}$$

Kekuatan geser yang disumbangkan oleh beton, menurut SNI 03-2847-2002 Ps. 13.3.1.2 yaitu :

$$\begin{aligned}
 V_c &= \left(1 + \frac{N_u}{14 \times A_g} \right) \times \frac{1}{6} \times \sqrt{f'_c} \times b \times d \\
 &= \left(1 + \frac{1124362}{14 \times 350.000} \right) \times \frac{1}{6} \times \sqrt{25} \times 600 \times 729 \\
 &= 448138,77 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\phi V_c = 0,75 \times 448138,77 = 336104,08 \text{ N} > V_u = 97296 \text{ N} \rightarrow \text{OK}$$

Jadi dipasang tulangan geser min.

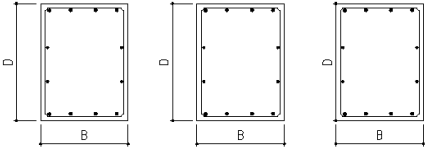
$$d/2 = d/2 \text{ atau } 300 \text{ mm}$$

$$d/2 = 729/2 = 364,5 \text{ mm} \rightarrow \text{Jadi } s = 200 \text{ mm}$$

Dipasang sengkang **Ø10 – 200 mm**

($A_v = 523,8 \text{ mm}^2$).....sengkang dua kaki.

Detail tulangan sloof

| | | | |
|------------|---|-------------------|-------------------|
| KODE | S1 | | |
| POSISI | TUMP. KIRI | LAPANGAN | TUMP. KANAN |
| POTONGAN |  | | |
| B X D | 600 X 800 | | |
| TUL. ATAS | 4D22 | 4D22 | 4D22 |
| TUL. BAWAH | 4D22 | 4D22 | 4D22 |
| BEGEL | □ □ $\phi 10-200$ | □ □ $\phi 10-200$ | □ □ $\phi 10-200$ |
| TUL. TORSI | 4 $\phi 10$ | 4 $\phi 10$ | 4 $\phi 10$ |
| | | | |

Gambar 7.7 Penampang Sloof 60/80

BAB VIII

PENUTUP

8.1 Kesimpulan

Dari hasil perhitungan dan analisa yang telah dilakukan, maka dapat diambil kesimpulan sebagai berikut :

1. Dari hasil analisa perhitungan struktur sekunder didapatkan :
 - A. Pelat lantai menggunakan Bondex PT. Gunung Garuda t = 0,5 mm, dengan tebal plat beton :
 - Atap, t = 110 mm
 - Lantai, t = 110 mm
 - B. Balok anak
 - Profil balok anak lantai :
 - BA1 : WF 500 x 200 x 10 x 16
 - BA2 : WF 450 x 200 x 10 x 16
 - Profil balok anak atap :
 - BAA1 : WF 400 x 200 x 8 x 16
 - BAA2 : WF 300 x 150 x 6,5 x 9
 - Profil balok lift :
 - BF1 : WF 500 x 200 11 x 19
2. Dari hasil analisa perhitungan struktur primer didapatkan :

Profil baja dipakai dari PT. Gunung Garuda.

 - A. Balok induk :
 - balok induk lantai : WF 600 x 200 x 11 x 17
 - balok induk atap : WF 500 x 200 x 11 x 19
 - B. Kolom :
 - Lantai 1-6 : K 588 x 300 x 12 x 20
 - Lantai 7-12 : K 500 x 200 x 10 x 16
3. Pondasi memakai tiang pancang PT. WIKA Beton untuk

D = 50 cm (tipe A3) dengan kedalaman 20 m dari data tanah SPT

8.2 Saran

Perlu dilakukan studi yang lebih mendalam untuk menghasilkan perencanaan struktur dengan mempertimbangkan aspek teknis, ekonomi, dan estetika. Sehingga diharapkan perencanaan dapat dilaksanakan mendekati kondisi sesungguhnya di lapangan dan hasil yang diperoleh sesuai dengan tujuan perencanaan yaitu kuat, ekonomis, dan tepat waktu dalam pelaksanaannya

DAFTAR PUSTAKA

Badan Standarisasi Nasional. 2002. **SNI 03 –1729 2002 *Tata Cara Perencanaan Struktur Baja Untuk Bangunan Gedung***. Departemen Pekerjaan Umum

Badan Standarisasi Nasional 2002, **SNI 03 –2847 2002, *Tata Cara Perhitungan Struktur Beton Untuk Bangunan Gedung***, Departemen Pekerjaan Umum.

Badan Standarisasi Nasional 2012, **SNI 1726 2012, *Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Bangunan Gedung***, Departemen Pekerjaan Umum.

Badan Standarisasi Nasional 1983, **PPIUG 1983, *Peraturan Pembebanan Indonesia untuk Gedung***, Departemen Pekerjaan Umum.

Isdarmanu, dkk. 2006. ***Struktur Baja I***. Surabaya : Jurusan Teknik Sipil Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan ITS.

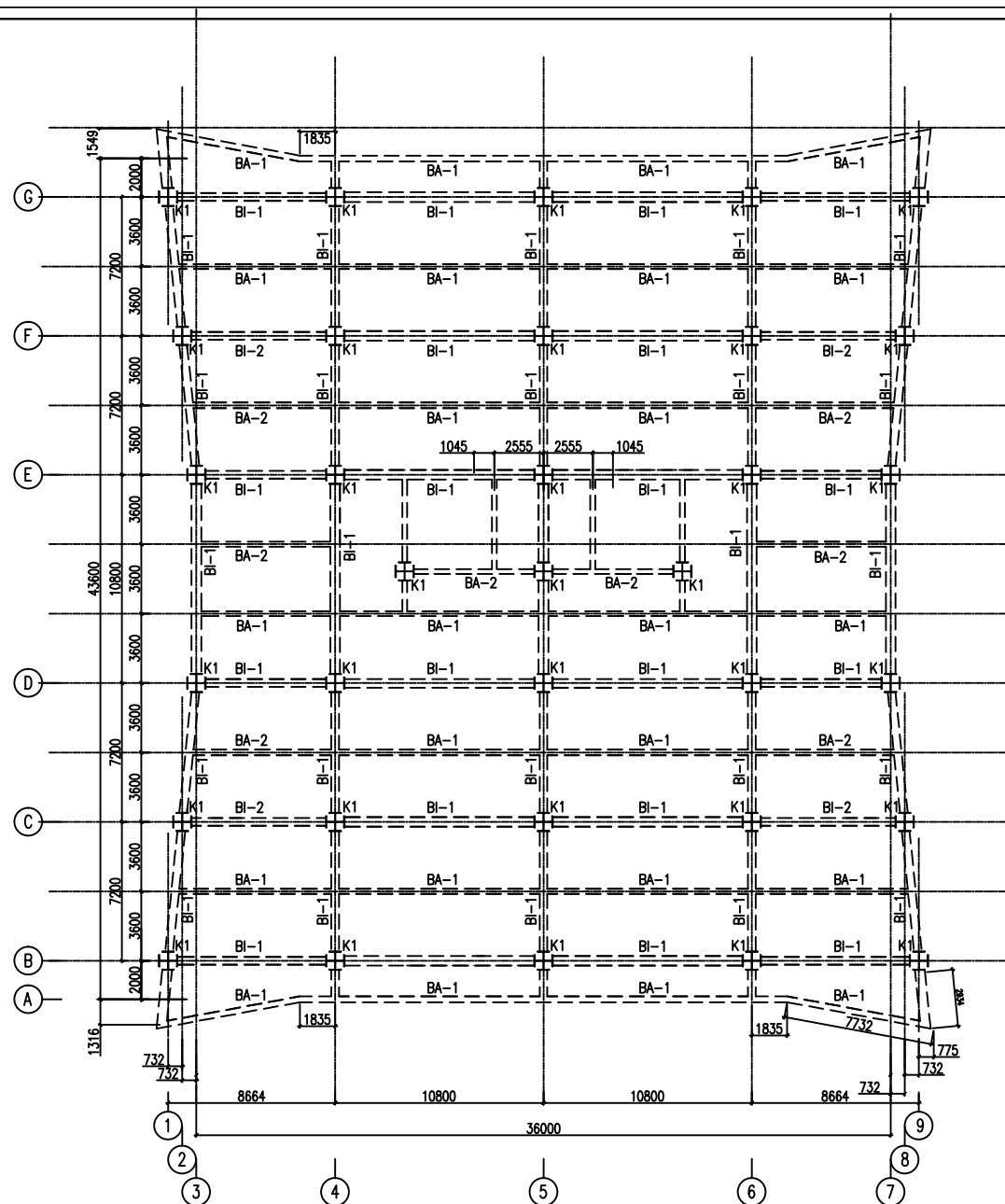
Salmon CG and John E. Johnson . 1992. ***Struktur Baja Desain dan Perilaku Edisi 1***. Jakarta: PT. Gramedia Pustaka Utama.

Setiawan, Agus. 2008. ***Perencanaan Struktur Baja dengan Metode LRFD***. Jakarta: PT. Gramedia Pustaka Utama.

Pamungkas, Anugrah dan Erny Harianti. 2002. ***Gedung Beton Bertulang Tahan Gempa***. Jakarta: itspres

The Kozai Club, 1983, ***Steel Construction Guidebook – Civil Engineering***, Tokyo

Sosrodarsono, Suyono, 2000, ***Mekanika Tanah dan Teknik Pondasi***. Jakarta: PT. Pradnya Paramita.



Denah Balok dan Kolom Lantai 1

Skala 1 : 100

KETERANGAN:

- K1 = KC 588x300x12x20
- BI-1 = WF 600x200x11x17
- BA-1 = WF 450x200x10x16
- BA-2 = WF 400x200x8x16



PROGRAM S-1 LINTAS JALUR
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA

MATA KULIAH

TUGAS AKHIR

JUDUL GAMBAR

DENAH BALOK
DAN KOLOM

SKALA

| NO GAMBAR | JUMLAH GAMBAR |
|-----------|---------------|
| 1 | 17 |

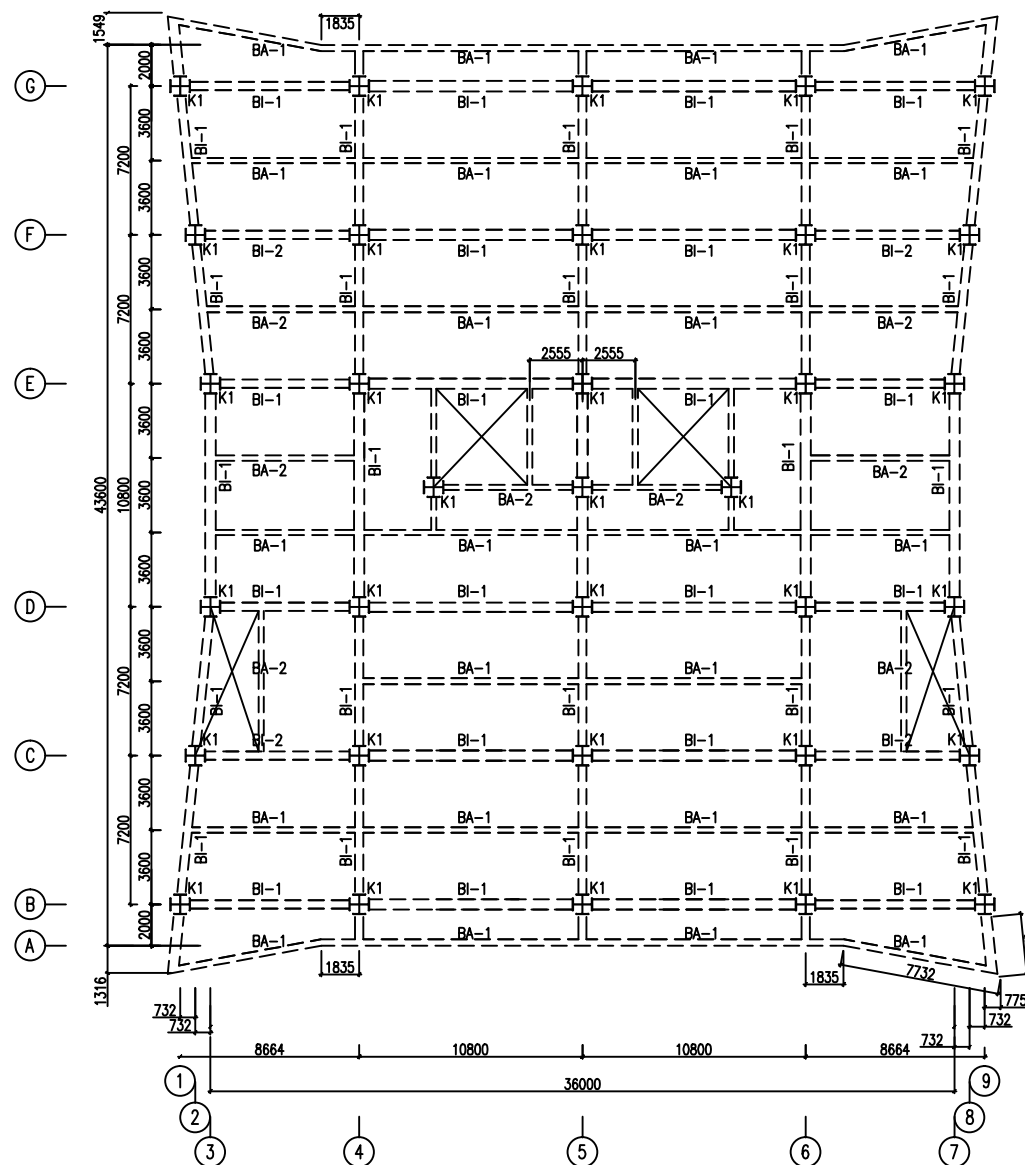
DOSEN PEMBIMBING


ENDAH WAHYUNI ST, MSc, PhD
Ir. R. SOEWARDJOJO, Msc

NAMA MAHASISWA
NRP

Febry Ardiansyah
3111.106.006

| | |
|-----------|------------|
| NO REVISI | TGL REVISI |
|-----------|------------|




Denah Balok dan Kolom Lantai 2
 Skala 1 : 100

KETERANGAN:

- K1 = KC 588x300x12x20
- BI-1 = WF 600x200x11x17
- BA-1 = WF 450x200x10x16
- BA-2 = WF 400x200x8x16



PROGRAM S-1 LINTAS JALUR
 JURUSAN TEKNIK SIPIL
 FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
 SURABAYA

MATA KULIAH

TUGAS AKHIR

JUDUL GAMBAR

**DENAH BALOK
 DAN KOLOM**

SKALA

| NO GAMBAR | JUMLAH GAMBAR |
|-----------|---------------|
| 2 | 17 |

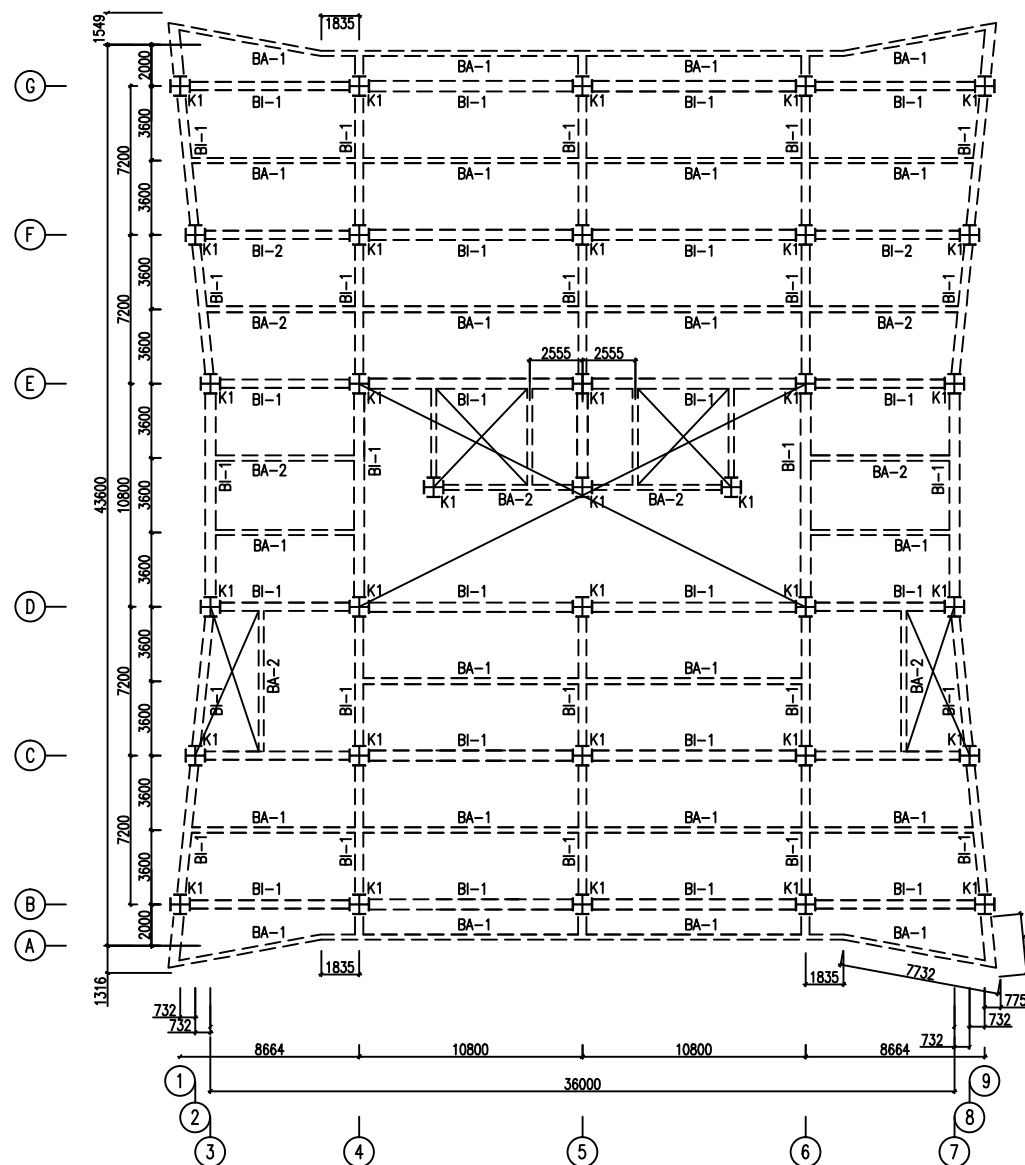
DOSEN PEMBIMBING

ENDAH WAHYUNI ST, MSc, PhD
 Ir. R. SOEWARDJOJO, Msc

NAMA MAHASISWA
 NRP

Febry Ardiansyah
 3111.106.006

| | |
|-----------|------------|
| NO REVISI | TGL REVISI |
| | |




Denah Balok dan Kolom Lantai 3
 Skala 1 : 100

KETERANGAN:

- K1 = KC 588x300x12x20
- BI-1 = WF 600x200x11x17
- BA-1 = WF 450x200x10x16
- BA-2 = WF 400x200x8x16



PROGRAM S-1 LINTAS JALUR
 JURUSAN TEKNIK SIPIL
 FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
 SURABAYA

MATA KULIAH

TUGAS AKHIR

JUDUL GAMBAR

**DENAH BALOK
DAN KOLOM**

SKALA

| NO GAMBAR | JUMLAH GAMBAR |
|-----------|---------------|
| 3 | 17 |

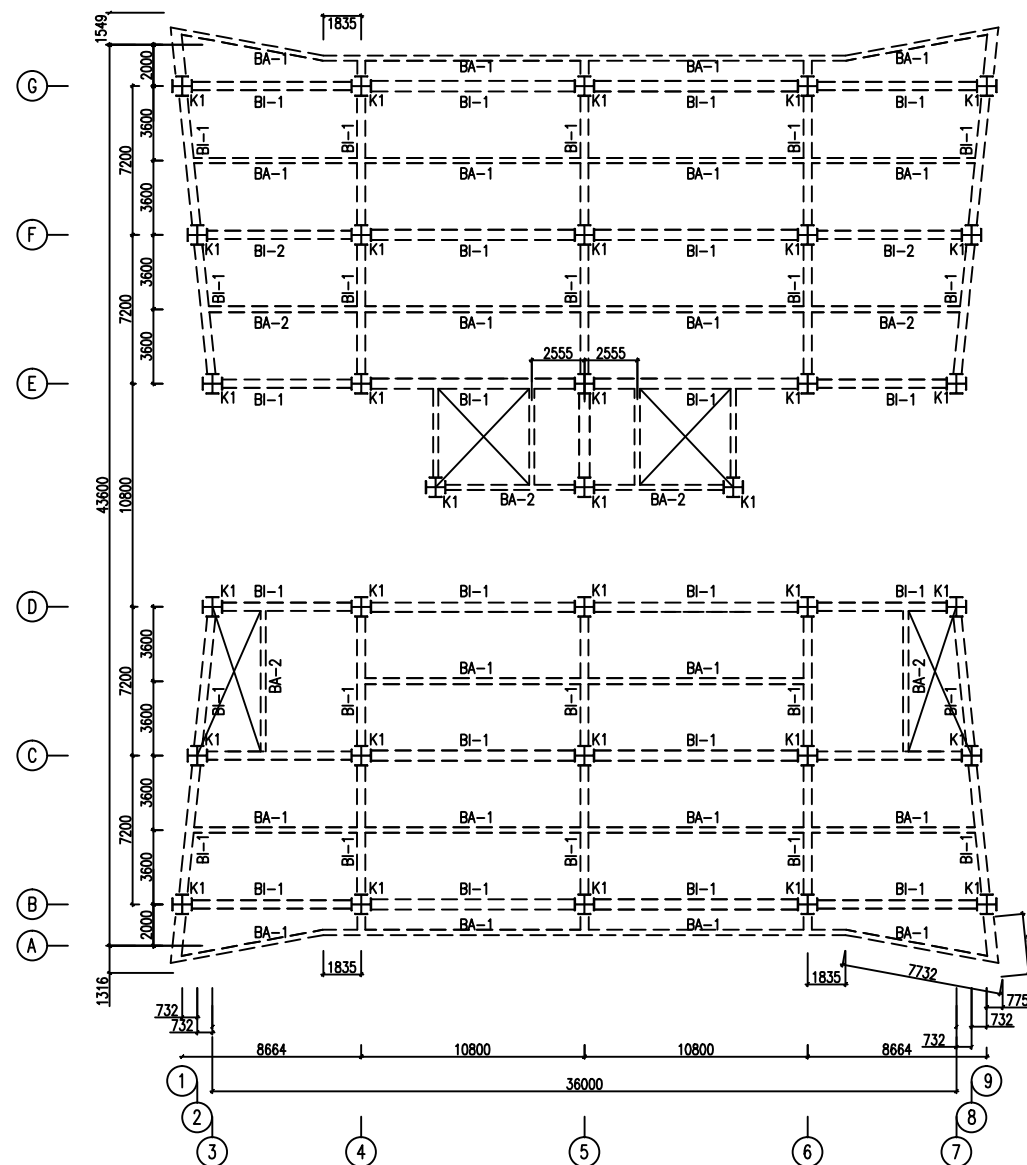
DOSEN PEMBIMBING

ENDAH WAHYUNI ST, MSc, PhD
 Ir. R. SOEWARDJOJO, Msc

NAMA MAHASISWA
 NRP

Febry Ardiansyah
 3111.106.006

| NO REVISI | TGL REVISI |
|-----------|------------|
| | |



Denah Balok dan Kolom Lantai 4 s/d 12

Skala 1 : 100

KETERANGAN:

- K1 = KC 588x300x12x20
- BI-1 = WF 600x200x11x17
- BA-1 = WF 450x200x10x16
- BA-2 = WF 400x200x8x16



PROGRAM S-1 LINTAS JALUR
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA

MATA KULIAH

TUGAS AKHIR

JUDUL GAMBAR

DENAH BALOK
DAN KOLOM

SKALA

| NO GAMBAR | JUMLAH GAMBAR |
|-----------|---------------|
| 4 | 17 |

DOSEN PEMBIMBING

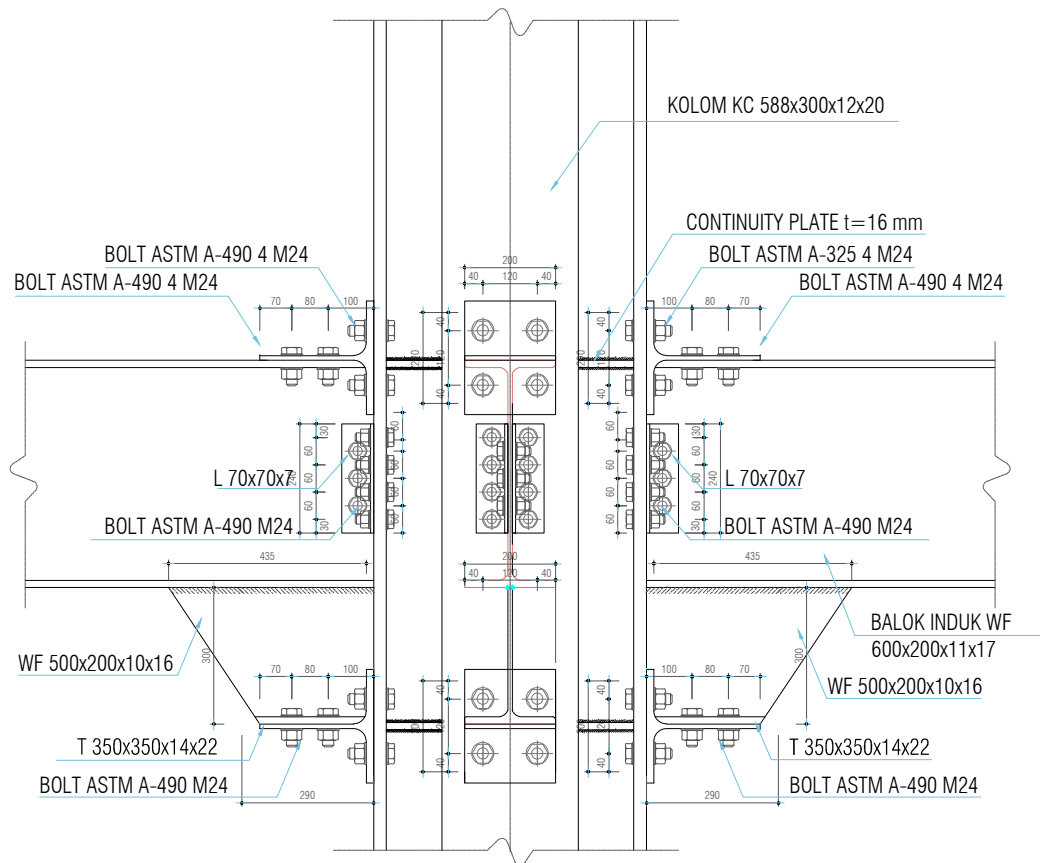
ENDAH WAHYUNI ST, MSc, PhD
Ir. R. SOEWARDJOJO, Msc

NAMA MAHASISWA
NRP

Febry Ardiansyah
3111.106.006

NO REVISI

TGL REVISI



SAMBUNGAN BALOK - KOLOM
SKALA 1:100

KETERANGAN:



PROGRAM S-1 LINTAS JALUR
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA

MATA KULIAH

TUGAS AKHIR

JUDUL GAMBAR

**SAMBUNGAN
BALOK - KOLOM**

SKALA

| NO GAMBAR | JUMLAH GAMBAR |
|-----------|---------------|
|-----------|---------------|

5

17

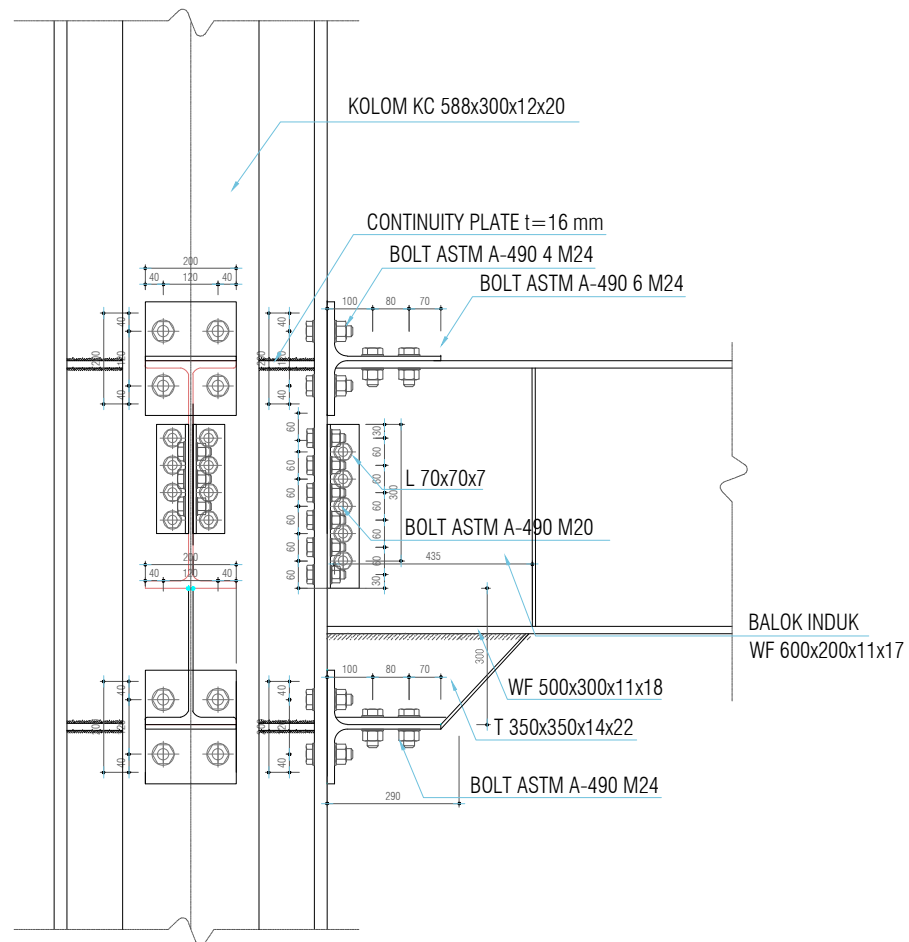
DOSEN PEMBIMBING

ENDAH WAHYUNI ST, MsC, PhD
Ir. R. SOEWARDOJO, Msc

NAMA MAHASISWA
NRP

Febry Ardiansyah
3111.106.006

| NO REVISI | TGL REVISI |
|-----------|------------|
|-----------|------------|



SAMBUNGAN BALOK - KOLOM
SKALA 1:100

KETERANGAN:



PROGRAM S-1 LINTAS JALUR
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA

MATA KULIAH

TUGAS AKHIR

JUDUL GAMBAR

**SAMBUNGAN
BALOK - KOLOM**

SKALA

| NO GAMBAR | JUMLAH GAMBAR |
|-----------|---------------|
|-----------|---------------|

6

17

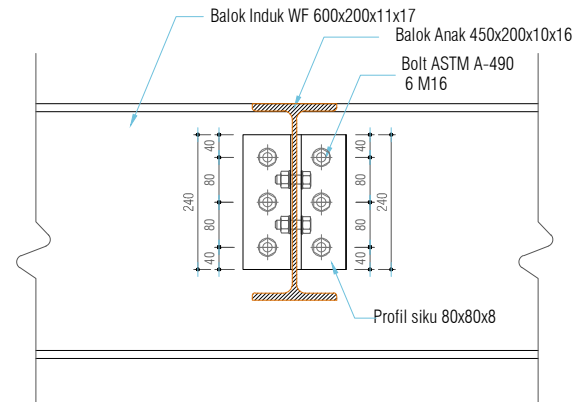
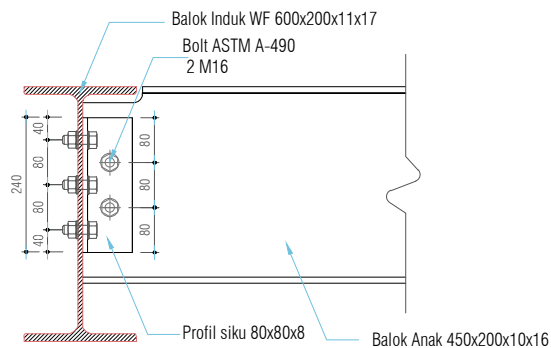
DOSEN PEMBIMBING

ENDAH WAHYUNI ST, MsC, PhD
Ir. R. SOEWARDOJO, Msc

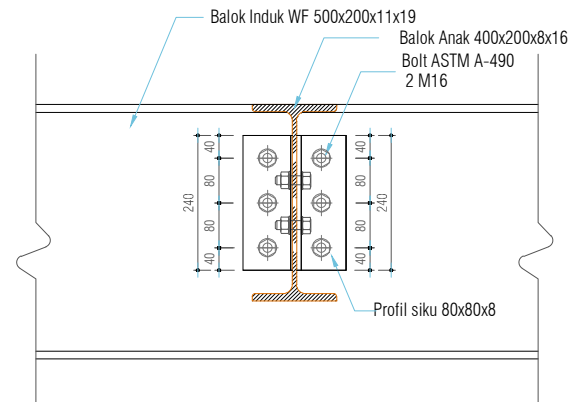
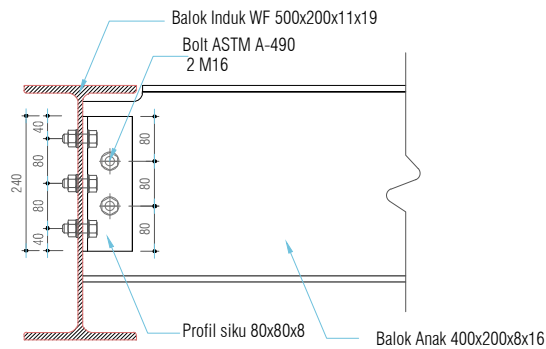
NAMA MAHASISWA
NRP

Febry Ardiansyah
3111.106.006

| NO REVISI | TGL REVISI |
|-----------|------------|
|-----------|------------|



SAMBUNGAN BI-1 DENGAN BA-1
SKALA 1:100



SAMBUNGAN BI-2 DENGAN BAA-1
SKALA 1:100

KETERANGAN:



PROGRAM S-1 LINTAS JALUR
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA

MATA KULIAH

TUGAS AKHIR

JUDUL GAMBAR

SAMBUNGAN
B. INDUK - B. ANAK

SKALA

NO GAMBAR JUMLAH GAMBAR

7

17

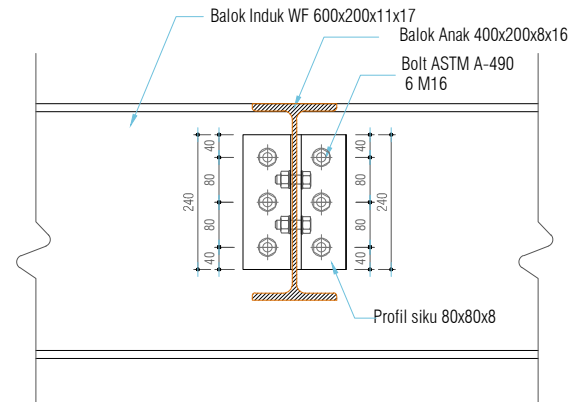
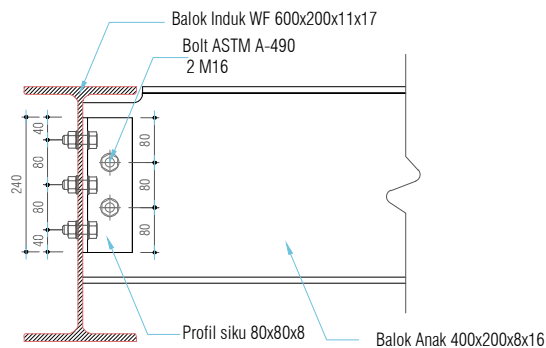
DOSEN PEMBIMBING

ENDAH WAHYUNI ST, MsC, PhD
Ir. R. SOEWARDJOJO, Msc

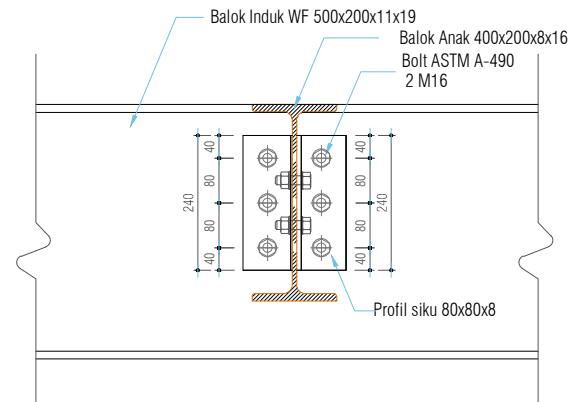
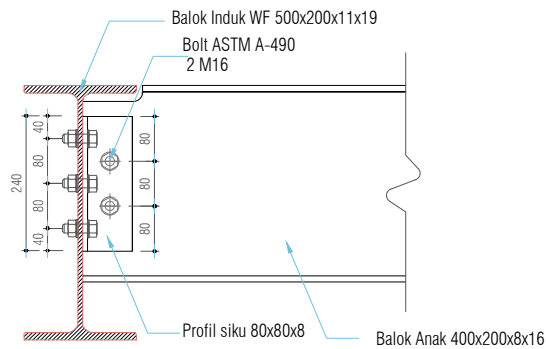
NAMA MAHASISWA
NRP

Febry Ardiansyah
3111.106.006

NO REVISI TGL REVISI



SAMBUNGAN BI-1 DENGAN BA-2
SKALA 1:100



SAMBUNGAN BI-2 DENGAN BAA-2
SKALA 1:100

KETERANGAN:



PROGRAM S-1 LINTAS JALUR
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA

MATA KULIAH

TUGAS AKHIR

JUDUL GAMBAR

SAMBUNGAN
B. INDUK - B. ANAK

SKALA

NO GAMBAR JUMLAH GAMBAR

8

17

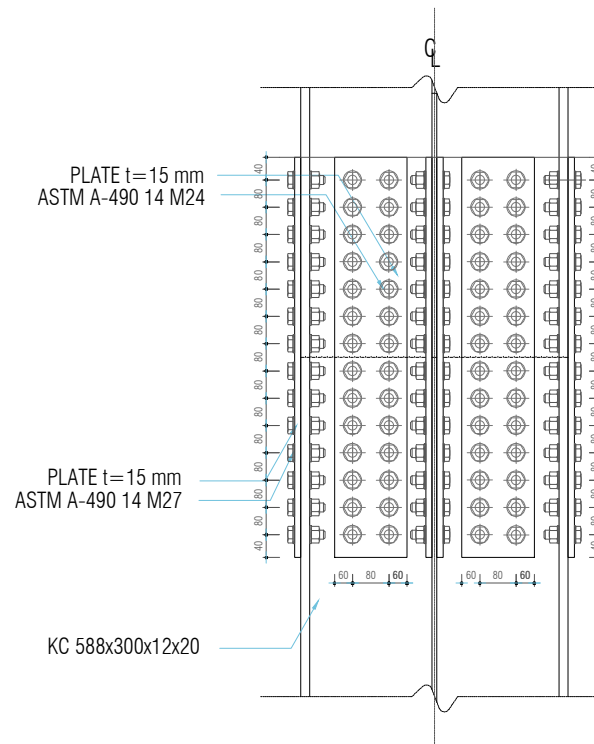
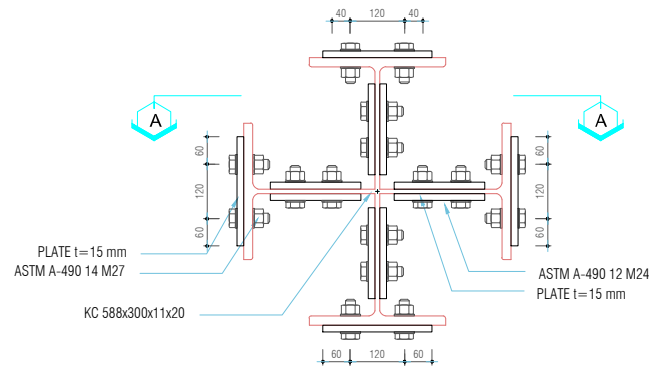
DOSEN PEMBIMBING

ENDAH WAHYUNI ST, MsC, PhD
Ir. R. SOEWARDOJO, Msc

NAMA MAHASISWA
NRP

Febry Ardiansyah
3111.106.006

NO REVISI TGL REVISI



SAMBUNGAN KOLOM K1-K1
SKALA 1:100

KETERANGAN:



PROGRAM S-1 LINTAS JALUR
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA

MATA KULIAH

TUGAS AKHIR

JUDUL GAMBAR

**SAMBUNGAN
KOLOM-KOLOM**

SKALA

| NO GAMBAR | JUMLAH GAMBAR |
|-----------|---------------|
|-----------|---------------|

9

17

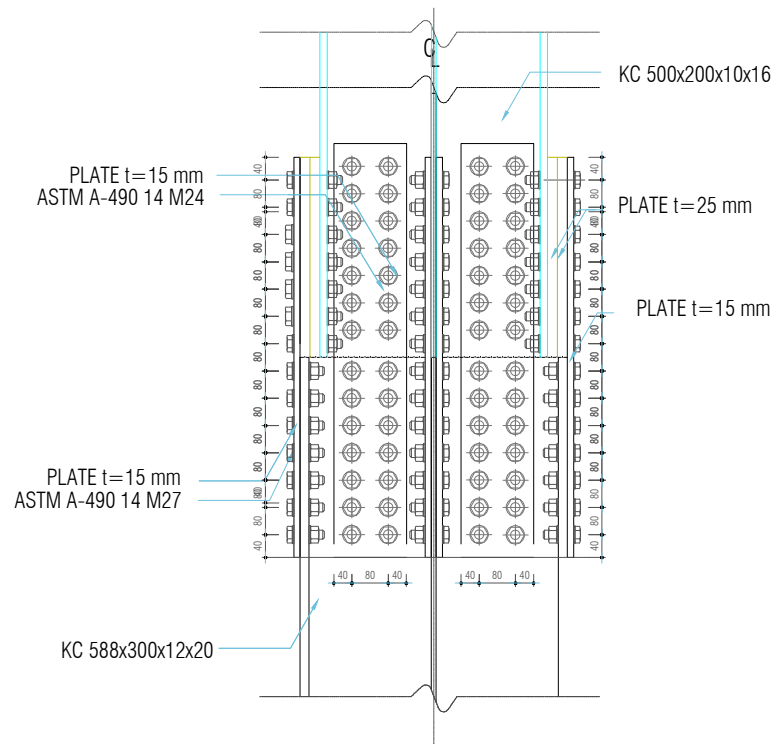
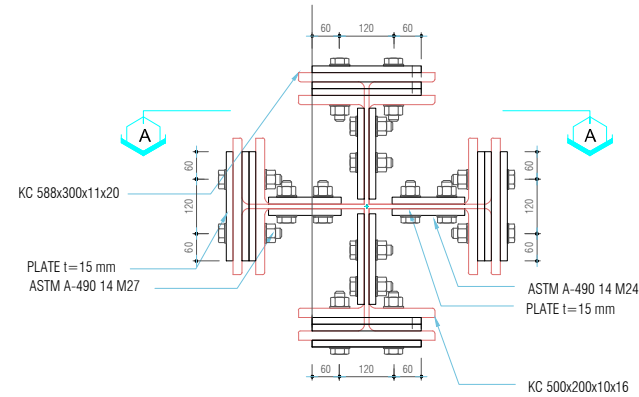
DOSEN PEMBIMBING

ENDAH WAHYUNI ST, MsC, PhD
Ir. R. SOEWARDOJO, Msc

NAMA MAHASISWA
NRP

Febry Ardiansyah
3111.106.006

| NO REVISI | TGL REVISI |
|-----------|------------|
|-----------|------------|



SAMBUNGAN KOLOM K1-K2
SKALA 1:100

KETERANGAN:



PROGRAM S-1 LINTAS JALUR
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA

MATA KULIAH

TUGAS AKHIR

JUDUL GAMBAR

**SAMBUNGAN
KOLOM-KOLOM**

SKALA

NO GAMBAR JUMLAH GAMBAR

10

17

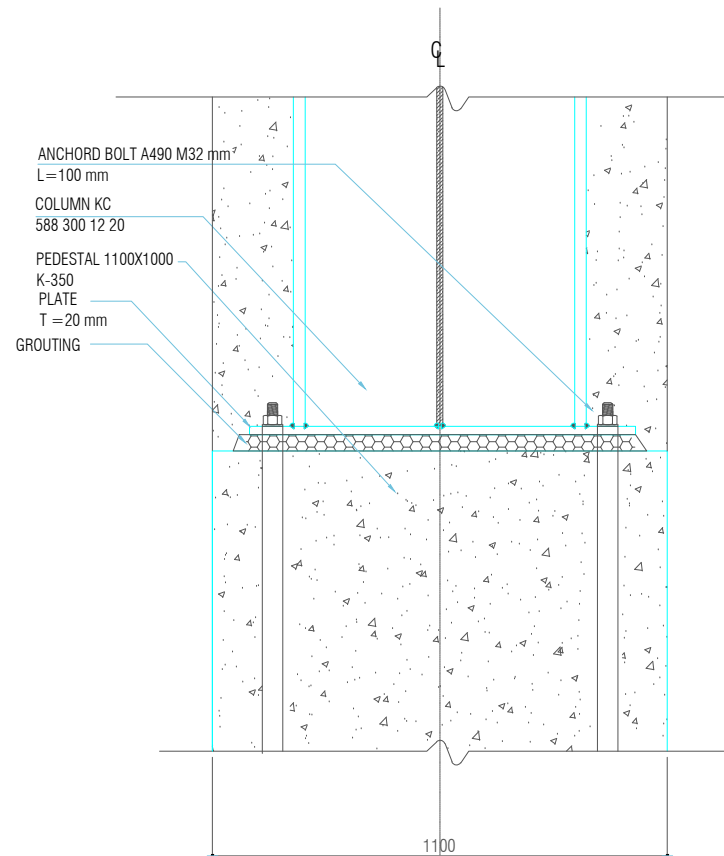
DOSEN PEMBIMBING

ENDAH WAHYUNI ST, MSc, PhD
Ir. R. SOEWARDOJO, Msc

NAMA MAHASISWA
NRP

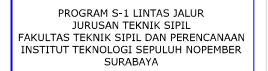
Febry Ardiansyah
3111.106.006

NO REVISI TGL REVISI

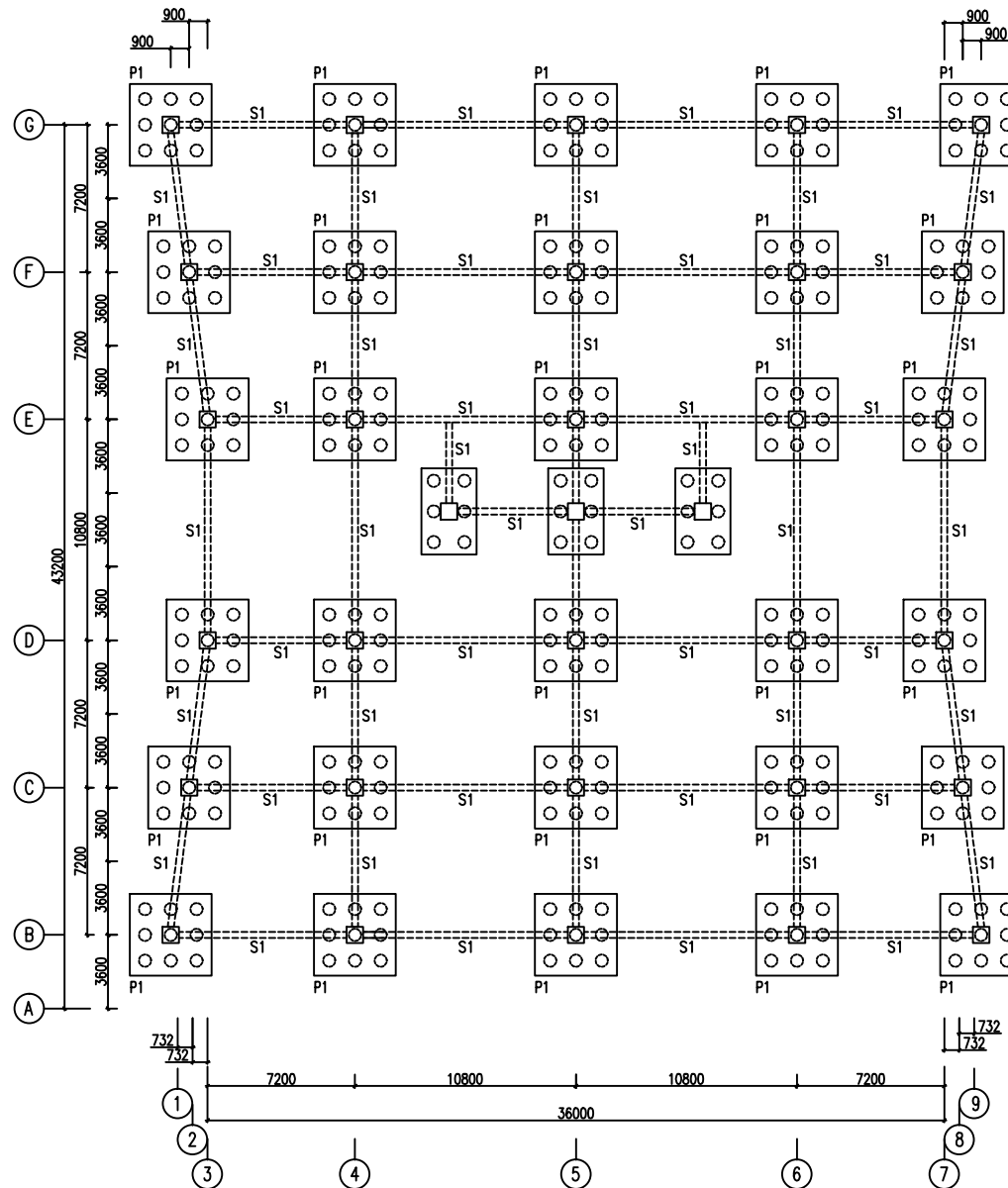


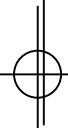
SAMBUNGAN KOLOM-BASEPLATE
SKALA 1:150

KETERANGAN:



| | |
|-----------|------------|
| NO REVISI | TGL REVISI |
|-----------|------------|




Denah Pilecap dan Sloof
 Skala 1 : 100

KETERANGAN:

- P1 = 400x400x150 mm
- P2 = 400x275x125 mm
- S1 = 600/800 mm



PROGRAM S-1 LINTAS JALUR
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA

MATA KULIAH

TUGAS AKHIR

JUDUL GAMBAR

**DENAH PILE CAP
DAN SLOOF**

SKALA

| NO GAMBAR | JUMLAH GAMBAR |
|-----------|---------------|
|-----------|---------------|

12

17

DOSEN PEMBIMBING

ENDAH WAHYUNI ST, MSc, PhD
Ir. R. SOEWARDOJO, Msc

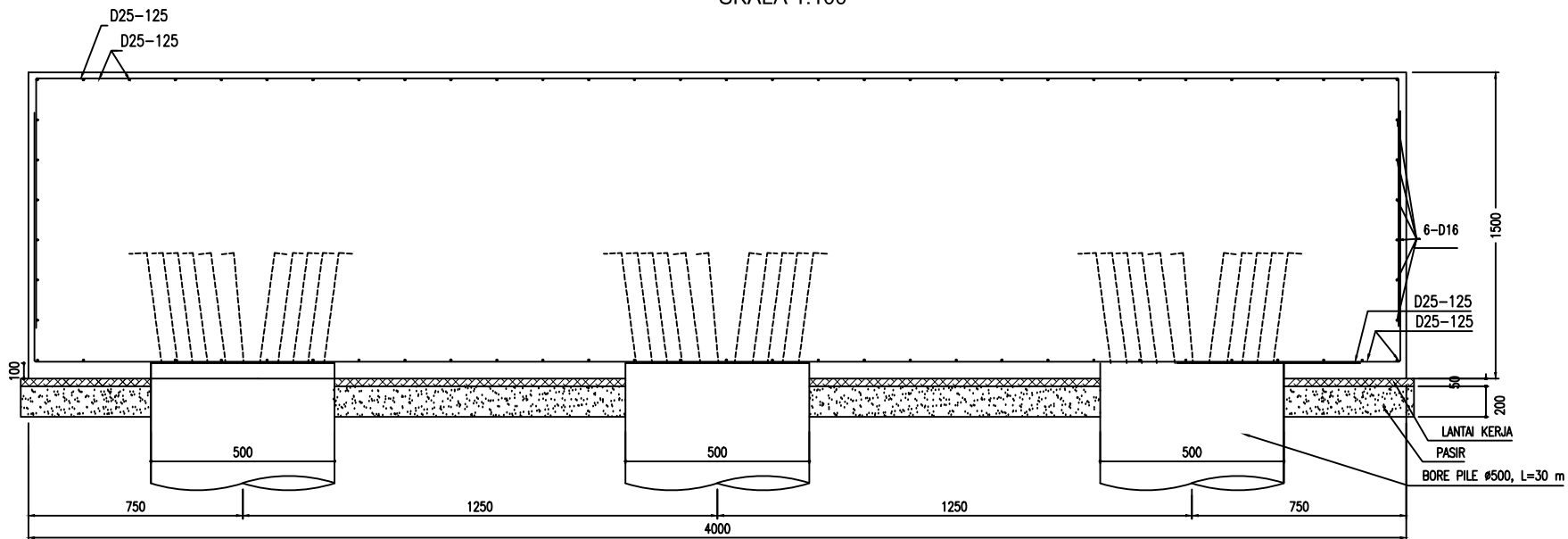
NAMA MAHASISWA
NRP

Febry Ardiansyah
3111.106.006

| NO REVISI | TGL REVISI |
|-----------|------------|
|-----------|------------|

| KODE | S1 | | |
|------------|-----------------|-----------------|-----------------|
| POSISI | TUMP. KIRI | LAPANGAN | TUMP. KANAN |
| POTONGAN | | | |
| B X D | 600 X 800 | | |
| TUL. ATAS | 4D22 | 4D22 | 4D22 |
| TUL. BAWAH | 4D22 | 4D22 | 4D22 |
| BEGEL | □ $\phi 10-200$ | □ $\phi 10-200$ | □ $\phi 10-200$ |
| TUL. TORSI | 4 $\phi 10$ | 4 $\phi 10$ | 4 $\phi 10$ |
| | | | |

TULANGAN SLOOF
SKALA 1:100



TULANGAN POER P1
SKALA 1:100

| | |
|--|---------------|
| KETERANGAN: | |
| P1 | = 4X4X1,5 M |
| S1 | = 60 X 80 CM |
| | |
| PROGRAM S-1 LINTAS JALUR JURUSAN TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA | |
| MATA KULIAH | |
| TUGAS AKHIR | |
| JUDUL GAMBAR | |
| PENULANGAN SLOOF & POER | |
| SKALA | |
| NO GAMBAR | JUMLAH GAMBAR |
| 13 | 17 |
| DOSEN PEMBIMBING | |
| DATA IRANATA ST, MT, PhD Ir. R. SOEWARDJOJO, Msc | |
| NAMA MAHASISWA NRP | |
| Tati Mushalihati R. 3111.106.045 | |
| NO REVISI | TGL REVISI |
| | |

BIODATA PENULIS



Penulis memiliki nama lengkap Febry Ardiansyah, dilahirkan di Malang, 26 February 1990, merupakan anak pertama dari 2 bersaudara. Penulis telah menempuh pendidikan formal di TK Darmawanita Siwalan Panji Sidoarjo, SDN Pucang III Sidoarjo, SLTPN 1 Sidoarjo, SMAN 1 Sidoarjo. Setelah lulus dari SMA tahun 2008, Penulis mengikuti Tes Masuk Program D3 Teknik yang diselenggarakan oleh Politeknik Negeri Malang dan diterima di Jurusan D3 Teknik Sipil Polinema

pada tahun 2008 dan telah lulus pada tahun 2011 penulis melanjutkan ke jenjang sarjana dengan mengikuti tes program sarjana lintas jalur Teknik Sipil FTSP ITS pada tahun 2012 periode semester genap dan terdaftar dengan NRP 3111106006. Penulis dapat dihubungi melalui *handphone*: 085648606242 atau *email* : v_brifantom@yahoo.com